

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E. H. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

31. JAHRGANG

OKTOBER 1956

HEFT 10

INHALT

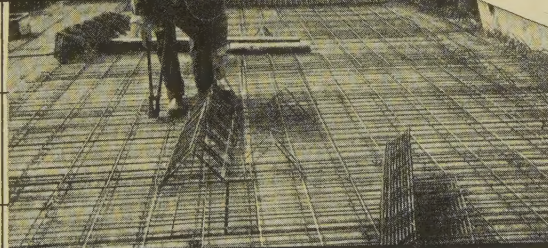
- Ministerialrat O. Berr,
und Landesbaurat R. Marx, Düsseldorf:
**Überbrückung einer zweigleisigen Bundesbahnstrecke
durch eine vorgespannte schiefe Platte (34°).**
Mit 21 Textabbildungen 361
- Dipl.-Ing. H. Hebbeling, Unterschondorf / Ammersee:
Kathodischer und passivierender Rostschutz.
Mit 2 Textabbildungen 372
- Professor Dr.-Ing. G. Worch, München:
Die allgemeine Sehnenformel. Mit 3 Textabbildungen 373

- Regierungsbaurat E. Fickert, Harburg,
und Dr.-Ing. L. Müller, Salzburg:
Sicherung einer absturzdrohenden Felswand.
Mit 7 Textabbildungen 374
- Professor Dr.-Ing. A. Mehmel, Darmstadt:
**Ein Beitrag zur Frage der horizontalen Wanddrücke
bei der Leerung von engräumigen Silos.**
Mit 6 Textabbildungen 377
- Kurze Technische Berichte**
- Neuartige Energieumwandlung bei großen Fallhöhen
durch die Doppelsprung-Schanze.
Mit 4 Textabbildungen 380

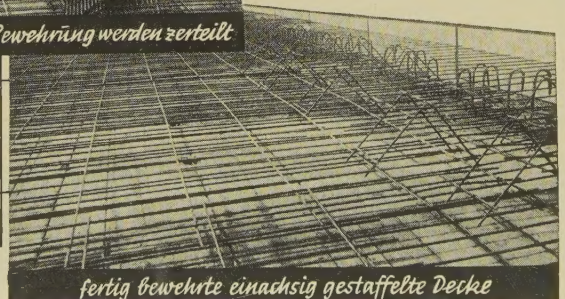
(Fortsetzung Seite II)



BS+G Matten mit langen Überständen werden verlegt



BS+G Abstandhalter für obere Bewehrung werden verteilt



fertig bewehrte einachsige gestaffelte Decke

immer wieder überzeugend
einfach - schnell und sicher

mit

BAUSTAHLGEWEBE

Druckschriften kostenlos

BAUSTAHLGEWEBE
G. M. B. H.
DÜSSELDORF

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. F. Schleicher,
(21 b) Dortmund, Plauener Straße 44,

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. für die Schriftleitung werden erbeten an die Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“, Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. F. Schleicher, (21 b) Dortmund, Plauener Straße 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Zeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an

anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, im Bundesgebiet auch jedes Postamt, entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 2 79 01—4.

(Fortsetzung des Inhalts-Verzeichnisses von Seite I)

Einzelheiten von der McNary-Wasserkraftanlage. Mit 4 Textabbildungen	381
Betrachtungen über die Technologie von Massonbeton. Mit 1 Textabbildung	383
Nachgiebige Fender im Hafen von New York. Mit 5 Textabbildungen	385

Fundament, Einspannung des Graphitaufbaus, Schutzanlage, Kühlsystem und Kanal des BNL-Forschungsreaktors. Mit 19 Textabbildungen	386
Buchbesprechungen und Neuerscheinungen	392
Verschiedenes	393
Mitteilungen aus der Industrie	396

CERINOL · EUROLAN · PLASTIKOL

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN

RELAX · ADEXIN · D-FLUAT

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage

**SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM**

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651

**Trass im Beton**

erhöht: Verarbeitbarkeit, Festigkeit, Dichtigkeit,
Widerstandsfähigkeit gegen aggressive
Gase und Wässer

vermindert: Wasserzusatz, Schwindung, Abbinde-
wärme, Bindemittelkosten.

Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.
ANDERNACH / RHEIN

Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava



WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH UNNA I. WESTF. • GEGEN FEUCHTIGKEIT UND WASSERSCHADEN IN BAUWERKEN ALLER ART

SPERRMÖRTEL**SPERRBETON**



Brückenbau

im Spannbetonverfahren bedeutet in vielen Fällen Zeit-, Gewichts- und Materialersparnis. Dieses Ziel zuverlässig zu erreichen helfen **WDI-Spannbeton-Stahlritzen Marke „ZEUS“**. Besonders bewährt hat sich dabei die Konstruktion: Ritzen $7 \times 3,0 \text{ mm } \phi$, Mindestfestigkeit 180 kg/mm^2 , Gesamtbruchlast ca. 8900 kg .

WDI

Fordern Sie ausführlichen Prospekt

**WESTFÄLISCHE DRAHTINDUSTRIE
HAMM (WESTF.)**

FILON

Ein neuer Baustoff
jetzt auch
auf dem europäischen
Markt



FILON leicht je nach Tafelstärke $1,7$ bis $2,5 \text{ kg/m}^2$ – dadurch leichte Tragkonstruktion möglich – leicht zu handhaben – einfach zu verlegen

FILON lichtdurchlässig bis zu 85% – der lichtverteilende und lichtdämpfende Charakter des Materials wirkt sich besonders vorteilhaft aus – in vielen Farben glatt und gewellt

FILON stabil dabei von großer Elastizität – schlagfest und bruchsicher – Tragfähigkeit bis 700 kg/m^2 nach SPI – gewährleistet durch Nylon- und Glasfaserverstärkung – wetterfest und korrosionsbeständig

FILON BAUPLATTEN für Haus und Heim – für die Industrie – für Handel und Werbung

FILON Ober- und Seitenlichter – Überdachungen – Trennwände – Vordächer – Balkonbrüstungen – Ausstellungswände

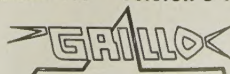
FILON für viele andere Verwendungszwecke

FILON lieferbar in Wellungen und Breiten entsprechend den Wellblech- und Wellasbestzement-Platten – Längen bis ca. 10 m

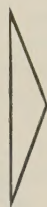
Unser techn. Beratungsdienst steht Ihnen zur Verfügung.

AKTIENGESELLSCHAFT FÜR ZINK-INDUSTRIE
vormals Wilhelm Grillo

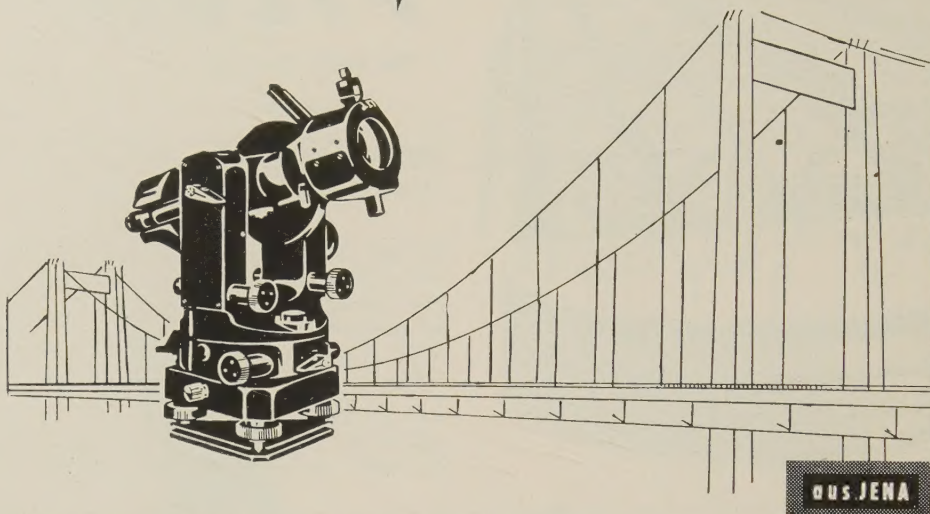
DUISBURG-HAMBORN, WESELER STRASSE 1/2
Postfach 109 – Telefon 5 43 21



Tachymeter-Theodolit Theo 030
Nivellier Ni 060
Nivellier Ni 030 ohne und mit Teilkreis



Vermessungsgeräte



Bitte verlangen Sie Druckschriften unter 10/F

VEB Carl Zeiss JENA

GLEISLOS FÖRDERN - MIT FAUN FÖRDERN!



FAUN-WERKE · NÜRNBERG

Überbrückung einer zweigleisigen Bundesbahnstrecke durch eine vorgespannte schiefe Platte (34°)

Von Ministerialrat O. Berr und Landesbaurat R. Marx, Düsseldorf

1. Allgemeines

Die Bundesstraße 51 kreuzt zwischen Köln und Wuppertal bei der Ortschaft Hilgen in km 28,093 die 2gleisige Bundesbahnstrecke Lennep—Opladen. Das alte Kreuzungsbauwerk wurde durch Kriegseinwirkung zerstört und zunächst durch eine Behelfsbrücke an der gleichen Stelle ersetzt (Abb. 1). Wie bei vielen Kreuzungen zwischen Eisenbahn und Straßen lag das frühere Bauwerk ohne Rücksicht auf eine zügige Linienführung der Straße normal zur Achse der Eisenbahn. Die infolgedessen vor und hinter dem Bauwerk vorhandenen Krümmungen, sowie die Unübersichtlichkeit waren Ursache vieler Verkehrsunfälle, die dazu zwangen, dem wiederherzustellenden Bauwerk eine andere Lage zu geben. Hierbei waren verschiedene Schwierigkeiten zu überwinden, bei denen die Frage der vorhandenen Bauhöhe eine besondere Rolle spielte. Bereits das frühere Bauwerk lag im Bereich einer Straßenkuppe. Die Begradigung der Straße führte zwangsläufig zu einer Verkürzung der Länge. Trotz dieser Verkürzungen mußte ein noch größerer Höhenunterschied als vorher überwunden werden, weil die Bundesbahn für den Fall der späteren Elektrifizierung der Strecke eine größere lichte Höhe über Schienenoberkante forderte. Die örtlichen Verhältnisse zwangen daher zu einem Bauwerk mit einer möglichst geringen Bauhöhe.

Neben verschiedenen Ausführungsarten in Stahl und in Stahlbeton, wie Trogbrücken oder Trägerrostbrücken, wurde trotz der erheblichen Schiefe des Bauwerkes die Ausführung einer massiven Platte aus Stahlbeton erwogen, um so mehr, als die vorgesehene Stützweite ein derartiges System durchaus begünstigte. In Verbindung mit der Forderung auf eine möglichst geringe Bauhöhe wurde folgerichtig die Frage einer vorgespannten schiefen Platte aufgeworfen. Diese Lösung versprach allen Wünschen in baulicher und wirtschaftlicher Hinsicht gerecht zu werden, setzte aber eine eingehende Klarstellung der statischen Verhältnisse voraus.

2. Abmessungen des Bauwerkes

Die Bundesstraße 51 wird mit einer Fahrbahnbreite von 8,50 m und beiderseitigen 1,50 m breiten Gehwegen überführt. Die lichte Weite des Bauwerkes, normal zu den Widerlagern gemessen, beträgt 8,50 m, in der Brückenachse gemessen 15,50 m. Der statischen Berechnung für Brückenklasse 60 wurde eine Stützweite von 9,50 m normal zu den Widerlagern und von 17,00 m in Richtung der Brückenachse zugrunde gelegt. Als lichte Höhe über SO. wurden 4,95 m gefordert. Im Falle einer späteren Elektrifizierung der Nebenstrecke Opladen—Lennep sollen die bis zur Mindestlichthöhe von 5,30 m fehlenden 35 cm durch Absenken der Gleise gewonnen werden, um unnütz hohe Entschädigungskosten an die Anlieger möglichst zu vermeiden.

Die Brückenoberfläche liegt in einem Ausrundungshalbmesser von 1000 m. Die Stärke der längs- und quervorgespannten Platte ist daher unterschiedlich. Sie beträgt in Brückenmitte 0,71 m, im Mittel 0,67 m. Da die Rampen eine Schwarzdecke erhalten, wird auf dem Bauwerk trotz der Längs- und Quervorspannung ein 5 cm starker Belag aus Gußasphalt aufgebracht. Die Sichtflächen erhalten eine Bruchsteinverblendung aus bergischer Grauwacke. Alle übrigen Einzelheiten gehen aus den Abb. 2 bis 4 hervor.

3. Grundlegende Betrachtungen zur spitzwinkligen schiefen Platte

Die statischen Verhältnisse der schiefwinkligen Platten sind noch wenig geklärt. Immerhin haben theoretische und experimentelle Untersuchungen einige wertvolle Ergebnisse gezeitigt, welche eine gewisse Kenntnis der verwickelten Vorgänge in einem derart unregelmäßig geformten Flächentragwerk vermitteln. So haben Untersuchungen ergeben, daß die Richtung der Hauptmomente in Plattenmitte bei breiten Platten mit der kurzen Tragrichtung, d. h. mit der Richtung normal zu den Widerlagern, zusammenfällt, wohingegen die Hauptmomente in Plattenmitte bei schmalen Platten etwa in Richtung der Winkelhalbierenden zwischen dieser und der Straßenachse verlaufen. Die Beanspruchung der Platte in den stumpfen Ecken nimmt beträchtlich hohe Werte an, während die spitzen Ecken eine merkliche Entlastung erfahren. Wenig erfreulich ist der unregelmäßige Verlauf der Auflagerkräfte

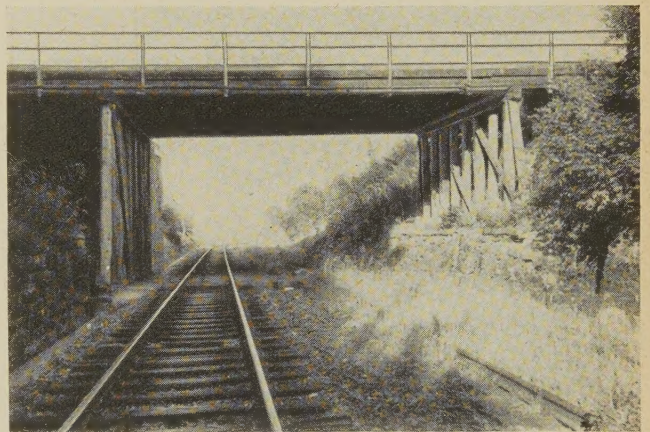
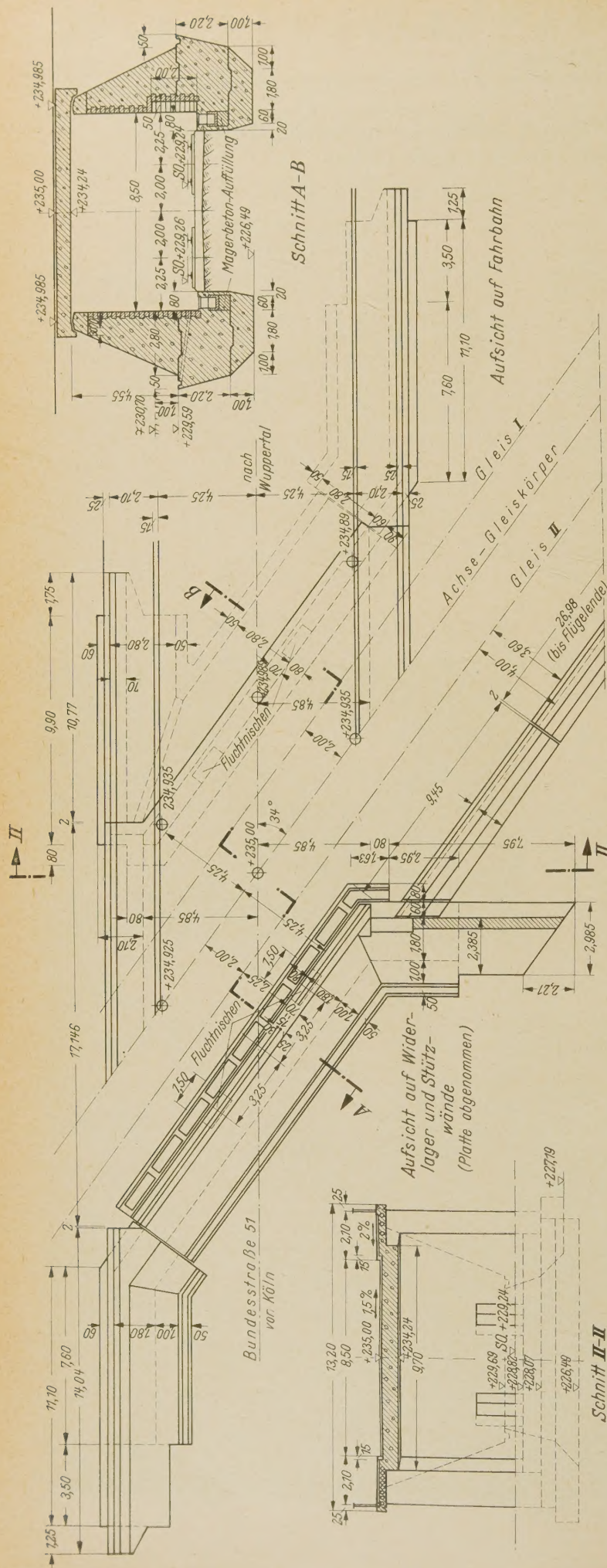


Abb. 1. Behelfsbrücke an der alten Stelle.

längs der Auflagerlinie, welche nach den stumpfen Ecken erheblich zunehmen, in den spitzen Ecken jedoch wesentlich geringer sind, unter Umständen je nach der Laststellung sogar negativ werden können.

Alle diese Eigenschaften sind an Platten ermittelt, deren Schiefe nicht sehr groß ist, d. h. deren Kreuzungswinkel mehr als 45° beträgt. Für spitzwinklige Platten liegen praktisch keinerlei Untersuchungsergebnisse vor. Bei der Eigenart der schiefen Flächentragwerke ist es auch nicht ohne weiteres möglich, Schlüsse von einer Plattenart auf die andere zu ziehen, so daß man darauf angewiesen bleibt, die statischen Verhältnisse von Fall zu Fall klarzustellen. Eine rein rechnerische Ermittlung der Schnittkräfte ist schwierig und erfordert einen großen Arbeitsaufwand, falls nicht vereinfachende Annahmen zugrunde gelegt werden. Inwieweit solche getroffen werden können, muß im Einzelfall entschieden werden. Im allgemeinen ist eine Berechnung unter wenig zutreffenden Annahmen fragwürdig, unter Umständen sogar gefährlich.

Probebelastungen von Überbauten, deren Bemessung angenähert vorgenommen wurde, haben ergeben, daß die Formänderungen meist kleiner ausfielen, als sie vorausberechnet waren. Die Tragwerke weisen eine entsprechende zusätzliche Sicherheit auf, die allgemeinhin aber unerwünscht ist, weil sie auf Kosten der Wirtschaftlichkeit des



Bauwerkes geht. Bei Platten in Spannbeton sind aber statische Unklarheiten keinesfalls tragbar, eine genaue Kenntnis der Schnittkräfte ist unerlässlich.

Die spitzwinklige vorgespannte Platte wirft in statischer Hinsicht neue Probleme auf. Andererseits vermag die Vorspannung bestimmte, schwierig zu erfassende Kräfte- und Spannungszustände wesentlich zu vereinfachen. Die vor- und nachteiligen Eigenschaften der Vorspannung hängen dabei weitgehend von der Anordnung der Spannstäbe ab.

Führt man die Spannstähle im Plattenaufriß parabelförmig, so entstehen nach oben gerichtete, dem Eigengewicht der Platte entgegenwirkende Kräfte. Durch geeignete Wahl des Parabelstiches kann man diese Kräfte so bestimmen, daß sie gleich den Eigengewichtskräften werden. Hierdurch wird einmal erreicht, daß längs der Auflagelinie ein gleichmäßig verteilter Auflagedruck entsteht, zum anderen wird die Platte aus Eigengewicht momentenfrei. Für die Überbrückung der aus den Verkehrsmomenten herrührenden Zugspannungen steht dann noch die gleichzeitig auftretende zentrische Vorspannkraft zur Verfügung.

Mit Rücksicht auf die Verminderung der Reibungsverluste müssen die Vorspannglieder im Grundriß der Platte geradlinig geführt werden. Dies ist grundsätzlich auf zwei Arten möglich,

Im ersten Fall kann man die Spannstähle — ähnlich der schlaffen Bewehrung bei nicht vorgespannten, schiefen Platten — in der Haupttragrichtung, d. h. in der Richtung der Hauptmomente verlegen. Bei schmalen Platten ergibt dies eine fächerförmige Anordnung der Stähle (Abb. 5). Dieser Umstand wirkt sich zunächst auf die Krümmung der Spannstähle nachteilig aus. Ein parabolisch geformtes Spannglied wird nur so lange eine gleichmäßig verteilte nach oben gerichtete Kraft hervorbringen, als die Abstände zu seinen Nachbarstäben konstant sind. Dies ist hier nicht der Fall. Gleichwohl soll aber eine gleichmäßig verteilte, aufwärts gerichtete Kraft erzeugt werden. Die Führung des Spannstahles kann also nicht mehr parabolisch sein. Die Krümmung ist eine Funktion des jeweiligen Stababstandes. Je größer der Abstand der Stäbe voneinander ist, um so größer wird die Krümmung. Entsprechend ist die Auswirkung dieser Anordnung auf die zentrische Vorspannung. Die fächerförmige Führung der Stähle kann keine gleichmäßige zentrische Druckspannung in der Platte hervorrufen. In der stumpfen Ecke wird diese größer sein als in der spitzen. Die Bestimmung der zentrischen Vorspannung ist schwierig. Zudem führt die Konzentration der Spannköpfe in baulicher Hinsicht zu konstruktiven Schwierigkeiten. Für die Auflagerung der Platte ergibt sich zudem die Schwierigkeit, daß die Richtung der beweglichen Lager nicht ohne weiteres festzulegen ist. Die einzelnen Lager müssen unter verschiedenen Winkeln gegen die Straßenachse versetzt werden. Aus der Längs- und Quervorspannung entstehen unvermeidliche, kaum erfassbare Zwängungen in der Platte. Demgegenüber hat diese Anordnung den Vorzug, daß die Bewehrung dort vorhanden ist, wo sie erforderlich ist.

Bei der breiten, schiefwinkligen Platte liegen die Verhältnisse ähnlich. Zwar verlaufen die Spannstähle im Mittelteil (Abb. 6) nahezu normal zu den Widerlagern. Von den stumpfen Ecken aber nach den freien Rändern zu werden sie derart geschwenkt, daß sie an den freien Rändern selbst in Richtung derselben liegen. In diesen beiden Teilen stehen somit die gleichen Verhältnisse wie bei der schmalen Platte an.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die fächerförmige Grundrißanordnung der Spannstähle, statisch gesehen, günstig ist. Sie bringt allerdings gewisse Schwierigkeiten für die Erfassung der Schnittkräfte mit sich.

Die zweite Möglichkeit der Spannstahlanordnung im Plattengrundriß ist durch die parallele Verlegung aller Stähle gegeben (Abb. 7). Hierbei liegt die Hauptbewehrung in Richtung der Straßenachse, während die Quervorspannung normal hierzu angeordnet ist.

Hierdurch sind die gleichmäßig verteilten, aufwärts gerichteten Flächenlasten bei parabelförmiger Führung der Längsvorspannung und damit auch alle damit zusammenhängenden Vereinfachungen des inneren Spannungszustandes gegeben. Damit dieser Spannungszustand möglichst ungestört erhalten bleibt, muß die normal zu der Längsvorspannung verlegte Quervorspannung im Aufriß im Schwerpunkt, d. h. in Plattenmitte, liegen. Damit sind die statischen Verhältnisse besser zu erfassen als bei der fächerförmigen Anordnung der Spannstähle.

Einen weiteren Vorteil bietet die Parallelführung der Spannstähle im Hinblick auf die zweckmäßige Anordnung der Lager. Die Vorspannung hat sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung der Platte eine Formänderung zur Folge. Da aber eine Seite derselben zwangsläufig fest gelagert werden muß, ist eine Störung nicht zu vermeiden. Verlaufen die Längsspannglieder in Richtung der Straßenachse, dann ist es zweckmäßig, die beweglichen Lager hierzu normal anzuordnen, wodurch eine Verformung der Platte infolge der Längsvorspannung unbehindert bleibt. Zudem können sich die Längsausdehnungen aus Temperatur in dieser Richtung frei auswirken. Infolge der Quervorspannung wird diese Bewegungsfreiheit abgemindert. Hiervon sind besonders die spitzen Ecken betroffen, während die stumpfen von der Formänderungsbehinderung wenig bzw. fast gar nicht beeinflußt werden.

Bei dem Nachweis der Bruchsicherheit zeigt sich als Nachteil dieser Spannstahlanordnung, daß an einigen Stellen der Platte Zulagen erforderlich werden, da die Spannstähle nicht in jedem Falle in der Zugzone liegen.

Insgesamt gesehen sind bei dieser Anordnung der Spannglieder die statischen Verhältnisse durchsichtiger und klarer zu erfassen als bei einer fächerförmigen Lage.

Die vorliegenden Verhältnisse gaben Veranlassung, zwar nicht von der Ausführung einer vorgespannten schiefwinkligen Platte, wohl aber von der ausschließlich rechnerischen Behandlung derselben Abstand zu nehmen. An Stelle der theoretischen Untersuchung der Platte wurde vorgezogen, die Momente mit Hilfe von Modellmessungen

zu bestimmen. Auf die Ergebnisse dieser Messungen wurde die weitere Rechnung aufgebaut. Das Verfahren versprach, den tatsächlich in der schiefen Platte auftretenden Momenten und Spannungen mehr gerecht zu werden.

Die Gegenüberstellung und der Vergleich der beiden Spannstahlanordnungen in vorstehendem Sinne führte dazu, der parallelen Spanngliederführung den Vorzug zu geben. Für die derzeitigen Möglichkeiten konnten die Voraussetzungen für eine einwandfreie Spannbetonkonstruktion als vorhanden angesehen werden. Trotzdem sollte eine weitere Betrachtung klarstellen, ob mit den vorgesehenen Abmessungen, einer Spannweite von 17,00 m und einer mittleren Plattenstärke von 0,67 m, unter Einhaltung der zulässigen Spannungen eine solche überhaupt möglich war. Hierfür mußten die zu erwartenden Verkehrsmomente wenigstens ihrer Größenordnung nach bekannt sein. Sie wurden nach den Tafeln von Rüsch ermittelt. Mit

$$l_x = 9,50 \text{ m}; l_y: l_x = \infty; l_x: a = 9,50: 2,0 = 4,75,$$

$$t \sim 0,35 + 2(0,05 + 0,32) = 1,09 \text{ m und } t: a = 0,55,$$

$$\varphi = 1,34$$

ergaben sich die nachstehend aufgeführten Momente: Für Fahrtrichtung in x -Achse

$$M_{xm} = 14,19 \text{ tm}; M_{ym} = 7,79 \text{ tm}; M_{xr} = 29,16 \text{ tm}.$$

Für Fahrtrichtung in y -Achse

$$M_{xm} = 15,90 \text{ tm}; M_{ym} = 8,26 \text{ tm}; M_{xr} = 27,30 \text{ tm}.$$

Die tatsächliche Fahrtrichtung fällt weder mit der x - noch mit der y -Richtung zusammen, daher wurden beide Fälle durchgerechnet.

Wird der weiteren Untersuchung vorerst ein Moment von $\sim 30 \text{ tm}$ zugrunde gelegt, dann ist hieraus in der unteren Faser der Platte eine Zugspannung von

$$\frac{30 \cdot 6}{1,0 \cdot 0,65^2} = 425 \text{ t/m}^2$$

zu erwarten. Sollen unter Gebrauchslast keine Zugspannungen auftreten, so muß die zentrische Vorspannung 425 t/m^2 betragen.

Die zur Erzeugung der erforderlichen Umlenkkräfte notwendige Vorspannkraft errechnete sich zu $g = 1,750 \text{ t/m}^2$. Hiermit ergibt sich ein Moment von

$$Mg = 1,75 \cdot 17,0^2/8 = 63,2 \text{ tm}.$$

Werden die Spannstähle mit einem Stich von 0,27 m verlegt, so wird die erforderliche Vorspannkraft

$$63,2/0,27 = 234 \text{ t}.$$

Die zentrische Vorspannung ist

$$234/0,65 = 360 \text{ t/m}^2.$$

Es blieb also noch eine Zugspannung in der Platte von

$$425 - 360 = 65 \text{ t/m}^2,$$

also ein Wert, der bei beschränkter Vorspannung durchaus zulässig ist. Zudem ist es möglich, die Zugspannung

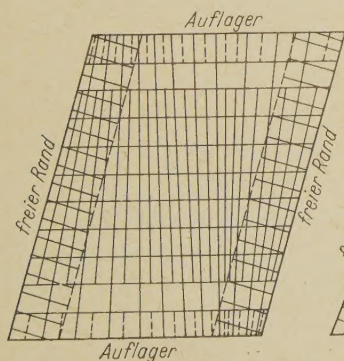


Abb. 5. Schmale Platte: Spannstähle fächerförmig.

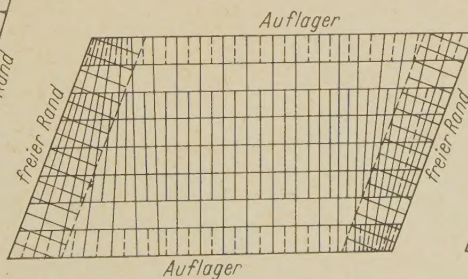


Abb. 6. Breite Platte: Spannstähle fächerförmig.

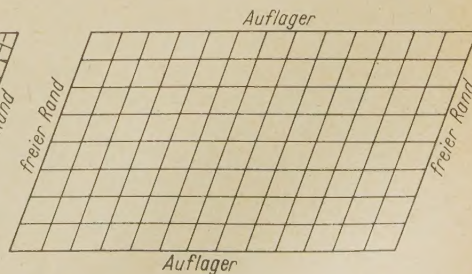


Abb. 7. Breite Platte: Spannstähle parallel.

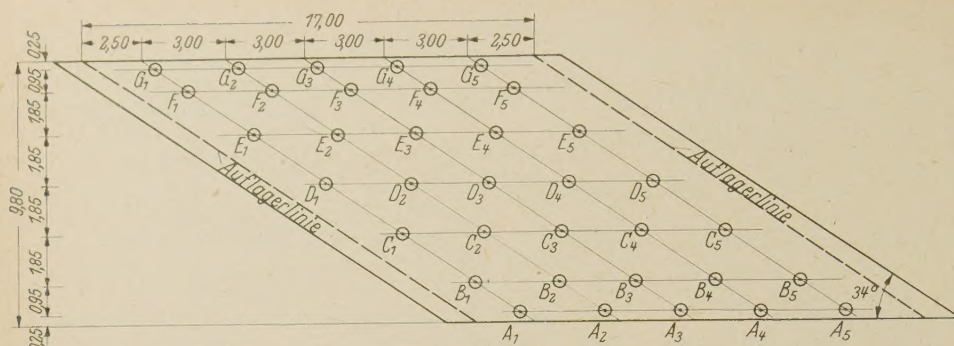
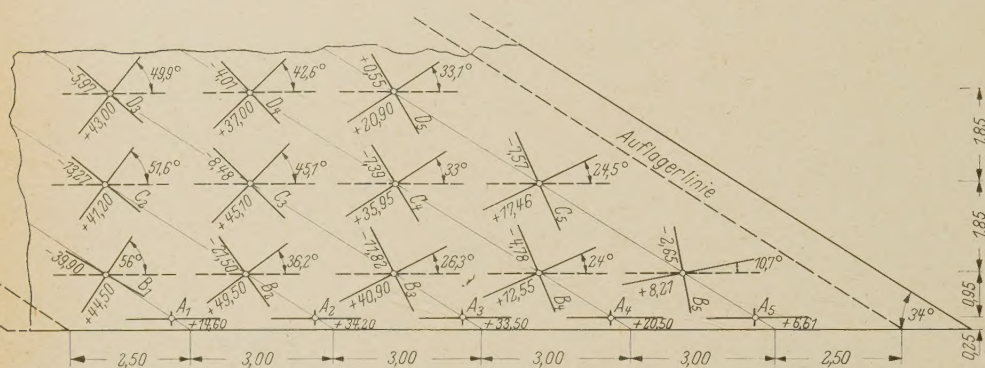


Abb. 8. Darstellung der Meßpunkte.

Abb. 9. Momentenbeiwerte für die Fahrbrückenplatte
Lastfall: Flächenlast über die ganze Platte

$$M = L \cdot q \cdot 17,0^2$$

Die angegebenen Werte stellen die 1000fachen Werte dar.

durch Veränderung der Pfeilhöhe noch weiter herabzusetzen.

Die überschlägliche Rechnung ergab somit, daß die Konstruktion in den vorgesehenen Abmessungen grundsätzlich durchführbar war. Darüber hinaus war zu erkennen, daß die größte auftretende Zugspannung nur einen Bruchteil der zulässigen betrug, so daß es sich erübrigte, das gesamte Eigengewicht der Platte durch Umlenkkräfte aufzuheben. Aus wirtschaftlichen Gründen wurde dies nur zu einem gewissen Teil durchgeführt. Auf die endgültige Größe und Anordnung der Vorspannung wird noch näher eingegangen.

4. Das Modell, Durchführung und Auswertung der Messungen

Die Modellversuche wurden an einer Modellplatte aus „Trovidur“, einem Erzeugnis der Dynamit A.G. vorm. Alfred Nobel & Co. in Troisdorf, vorgenommen. Die Nennwerte und sonstigen Eigenschaften dieses Werkstoffes, sowie die Herstellung des Modells und die Grundlagen für die Messungen sind von Baurat Dr.-Ing. Vogt, Eckernförde, der auch im vorliegenden Falle die Messungen durchgeführt hat, mehrfach eingehend beschrieben und erläutert¹, so daß es sich erübrigte, näher darauf einzugehen.

Die Genauigkeit der Messung ist weitgehend von der Biegeweichheit der Modellplatte abhängig. Größere Biegeweichheit kann man sehr leicht dadurch erreichen, daß man für die Plattenhöhe einen anderen Maßstab wählt als für die Längen und Breiten. Im vorliegenden Falle wurden die Längen und Breiten im Maßstab 1:50 nachgebildet, während die Höhe der Platte mit 5 mm gewählt wurde. Der Modellmaßstab für die Höhen betrug bei einer statischen Plattendicke von 65 cm

$$1:650/5 = 1:130$$

Unter Berücksichtigung der Querkontraktion besteht zwischen Moment und Krümmung die Beziehung

$$M_x = D \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \text{ worin } D = \frac{E d^3}{12 (1 - \mu^2)} \text{ ist.}$$

Die beiden partiellen Differentialquotienten stellen die Krümmungswerte in der x- und y-Richtung dar. Diese sind proportional den Durchbiegungsunterschieden innerhalb der Meßlänge. Man kann daher auch schreiben

$$M_x = \frac{K}{1 - \mu^2} (f_x + \mu f_y), \text{ wobei } K = \frac{E d^3}{12} \text{ ist.}$$

Nach DIN 1075 ist mit $\mu = 1/6$ zu rechnen. Die Auswertung der Versuche ist somit mit einem Wert

$$\frac{K}{1 - \mu^2} = \frac{0,169}{1 - 0,167^2} = 0,174$$

vorzunehmen. Für die schiefwinklige Platte ergaben sich für die gleiche Flächenlast von $0,033 \text{ kg/cm}^2$ im Mittelpunkt (D_3) in den Hauptkrümmungsrichtungen die Biegepeile von +10,93 und -3,13. Damit werden die Hauptmomente

$$M_1 = 0,174 (10,93 - 0,167 \cdot 3,13) = +1,82 \text{ kgcm},$$

$$M_2 = 0,174 (-3,13 + 0,167 \cdot 10,93) = -0,228 \text{ kgcm},$$

Man kann nun allgemein setzen

$$M = a \cdot q \cdot l^2, \text{ worin hier } l = 34,0 \text{ cm ist.}$$

Für den Punkt D_3 erhält man dann

$$1,82 = a_1 \cdot 0,033 \cdot 34,0^2$$

$$a_1 = 0,0476, a_2 = -0,00598.$$

Diese Berechnung kann für jeden Meßpunkt durchgeführt werden. Die Momentenfaktoren sind dimensionslos. Allgemein ist

$$M_1 = 0,174 (f_1 + f_2/6) = a_1 q l^2,$$

$$a_1 = \frac{0,174}{q \cdot l^2} (f_1 + f_2/6).$$

Aus derselben Platte, aus welcher das eigentliche Modell hergestellt war, wurde gleichzeitig eine rechteckige Platte in der Größe von $404 \times 196 \text{ mm}$ und ein Plattenstreifen von $640 \times 60 \text{ mm}$ angefertigt. Die rechteckige Platte diente dazu, den Umrechnungsfaktor zu bestimmen. Sie stellt ein relativ einfaches System dar und gestattet die Momente für bestimmte Lastfälle rechnerisch leicht zu ermitteln. Durch Gegenüberstellung der rechnerischen und der experimentellen Ergebnisse ist die Bestimmung der Konstanten in einfacher Weise möglich. Der schmale Plattenstreifen sollte dazu dienen, die Querdehnungszahl festzustellen.

Die Belastung des Modells erfolgte durch Anhängen von Gewichten. Die so in der Platte hervorgerufenen Krümmungen wurden gemessen. Aus den Krümmungen lassen sich die Momente errechnen.

¹ Vogt: Beton und Stahlbetonbau 48 (1953) S. 281—285 und Beton, Organ der Betonvereine 67 (1955) S. 15—20.

Für den Belastungsfall Vollast wird

$$\alpha_1 = \frac{0,174}{0,033 \cdot 34,0^2} (f_1 + f_2/6) = 0,00456 (f_1 + f_2/6),$$

$$\alpha_2 = 0,00456 (f_2 + f_1/6),$$

Die errechneten α -Werte für die einzelnen Punkte der Abb. 8 lassen sich anschaulich darstellen (Abb. 9). Die Darstellung ergibt ein klares Bild der Hauptmomente und der Richtungen, in denen sie wirken.

Für eine gleichmäßig verteilte Streifenlast bezieht man die Momentenbeiwerte zweckmäßig auf die gesamte Streifenlast Q . Es wird dann

$$M_1 = 0,174 (f_1 + f_2/6) = \alpha_1 \cdot Q,$$

$$\alpha_1 = 0,174/Q \cdot (f_1 + f_2/6),$$

Die Werte lassen sich ebenso darstellen wie in Abb. 9.

Der Einfluß der Einzellasten des SLW wurde dadurch ermittelt, daß jeweils 6 Punkte belastet wurden und die Krümmungen der Meßstellen festgestellt wurden. Dann sind die entsprechenden Momente

$$M_1 = 0,174 (f_1 + \mu \cdot f_2) = \alpha_1 \cdot P,$$

worin P = der Summe des 6 Einzellasten ist

$$\alpha_1 = 0,174/P \cdot (f_1 + \mu \cdot f_2).$$

Bei rechtwinkligen Platten werden im allgemeinen zur Ermittlung der Momente aus Verkehrslast Einflußflächen benutzt. Bei schiefwinkligen Tragwerken ist dies nicht ohne weiteres möglich, da die Stellen, an welchen die größten Beanspruchungen auftreten, nicht bekannt sind. Infolge der unregelmäßigen Form können diese Stellen nicht mit Sicherheit angegeben werden. Zur genauen Ermittlung der Extremwerte mußten daher Einflußlinien für eine große Anzahl Punkte, dazu noch für verschiedene Richtungen aufgestellt werden. Bei einer Anzahl Einflußflächen werden sich für die Größtmomente Belastungsanordnungen zwangsläufig ergeben, die nur eine geringe Wahrscheinlichkeit besitzen. Die Durchführung der Versuche würde zudem in jeder Beziehung sehr aufwendig werden. Es wurden daher nur einzelne Lastfälle untersucht.

Für den Lastfall SLW wurden für jede einzelne Laststellung nicht alle Meßpunkte durchgemessen, sondern lediglich die Punkte D_1 bis D_5 , F_2 bis F_5 und G_1 bis G_5 . Damit waren die für die Bemessung maßgebenden Punkte erfaßt. Der α -Wert eines Punktes ist aber bei dieser Belastung von verschiedenen Einflüssen abhängig. Die Beiwerte für die einzelnen Punkte lassen sich in diesem Fall nicht als Funktion der Laststellung darstellen. Die Ergebnisse wurden daher in der gleichen Weise wie in Abb. 9 dargestellt.

Schließlich war noch der Einfluß eines Momentes am freien Rand der Platte zu untersuchen. Die Auswertung erfolgte in der gleichen Weise wie vor.

Für die Randpunkte A_1 bis A_5 und G_1 bis G_5 konnte die Krümmung nur in Richtung des freien Randes ge-

messen werden. Es kann aber auch nur ein Moment in Richtung des freien Randes auftreten. Das Moment normal zum freien Rand muß Null sein.

Infolge der Drillmomente fällt die Richtung der Hauptmomente jedoch nicht in Richtung des freien Randes. Die Richtung der Hauptmomente kann daher für diese Punkte nicht aus den Meßergebnissen ermittelt werden. Die Momentenbeiwerte für diese Punkte wurden näherungsweise aus folgender Überlegung ermittelt:

$$\alpha_1 = c (f_1 + f_2/6), \quad \alpha_2 = c (f_2 + f_1/6).$$

Da aber $M_2 = 0$ ist wird auch $\alpha_2 = 0$ gesetzt und es wird

$$\alpha_1 = c (f_1 - f_1/36) = \sim c \cdot f_1.$$

Die auftretenden Momente errechnen sich also zu

$$M = \alpha \cdot q \cdot l^2 \text{ für eine Flächenlast,}$$

$$M = \alpha \cdot p \quad \text{für alle anderen Lasten.}$$

In den Schaubildern sind die 1000fachen α -Werte eingetragen.

Die Hauptrichtungen und Hauptkrümmungen wurden aus den Meßergebnissen ermittelt, welche in drei Richtungen, die um je 60° gegeneinander verschoben waren, gefunden wurden. Die Meßergebnisse zeigten ferner, daß die Hauptspannungsrichtung in den einzelnen Meßpunkten unter den verschiedenen, maßgebenden Belastungen verhältnismäßig wenig schwankt, so daß man für jeden einzelnen Punkt mit einem mittleren Winkel rechnen konnte, ohne dabei einen spürbaren Fehler zu begehen. Die mittleren Winkel ergaben sich z. B. für die Punkte

$$\begin{array}{ll} B_1 \text{ zu } \beta_1 = 59^\circ & D_1 \text{ u. } D_5 \text{ zu } \beta_1 = \beta_5 = 30^\circ \\ B_2 \text{ zu } \beta_2 = 33^\circ & D_2 \text{ u. } D_4 \text{ zu } \beta_2 = \beta_4 = 40^\circ \\ B_3 \text{ zu } \beta_3 = 25^\circ & D_3 \text{ zu } \beta_3 = 49^\circ \\ B_4 \text{ zu } \beta_4 = 20^\circ & \end{array}$$

Die Annahme, daß die Richtung der Hauptspannungen für alle Belastungen gleich ist, gestattet die Vereinfachung, die Momente in einem Punkt infolge der einzelnen Lastfälle algebraisch zu addieren. Diese Maßnahme liegt auf der sicheren Seite.

5. Die Festlegung der Vorspannkkräfte

Auf Grund der Vorberechnung wurde eine Vorspannkraft von $P = 197 \text{ t/m}$ in Längs- und Querrichtung als genügend groß erachtet. Der Hebelarm in Plattenmitte von $0,27 \text{ m}$ wurde beibehalten. Die Spannstäbe für die Längsvorspannung wurden parabelförmig angeordnet. Über den Auflagern liegen sie in Plattenmitte. Die aus der Vorspannung herrührende, nach oben gerichtete Kraft errechnet sich unter diesen Voraussetzungen zu

$$197 \cdot 0,27 = g_v \cdot 17,0^2/8,$$

$$g_v = 1,475 \text{ t/m}^2.$$

Der Verlust an Vorspannkraft aus Kriechen und Schwinden wurde nach Zerna: „Spannbeton“ ermittelt zu

$$\Delta \sigma = -660 \text{ kg/cm}^2.$$

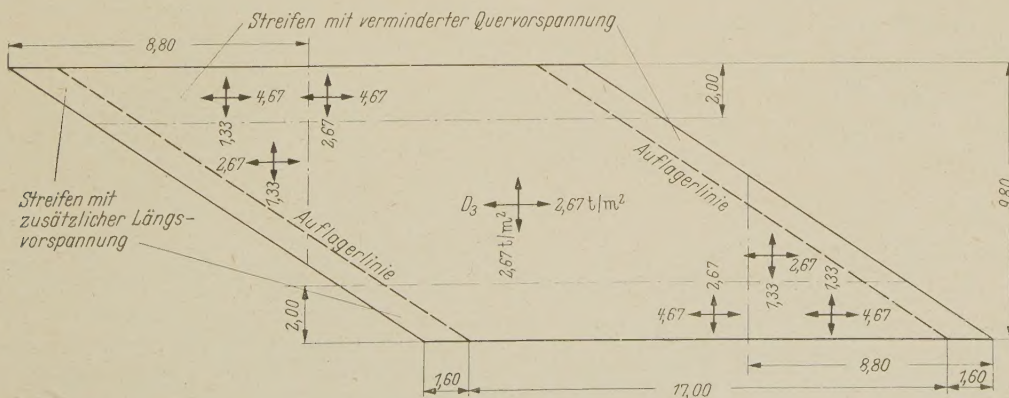


Abb. 10. Schema der zentrischen Vorspannung. Zustand nach dem Schwinden und Kriechen.

Die Vorspannkraft sollte mit einer zulässigen Stahlspannung von

$$\text{zul}\sigma = 5450 \text{ kg/cm}^2$$

eingeleitet werden. Somit beträgt der Verlust

$$660/5450 \cdot 100 = \sim 12\%$$

Nach dem Kriechen und Schwinden ist somit noch eine zentrische Vorspannkraft von

$$197 \cdot 0,88 = 173,5 \text{ t/m}$$

vorhanden. Die nach oben gerichtete Flächenkraft ist dann noch

$$1,475 \cdot 0,88 = 1,300 \text{ t/m}^2.$$

Vor dem Kriechen und Schwinden wird vom Eigengewicht durch Vorspannung aufgehoben

$$1,475/1,750 \cdot 100 = 84,5\%$$

und nach Kriechen und Schwinden

$$1,300/1,750 \cdot 100 = 74,3\%,$$

d. h. das Eigengewicht der Platte ist im ersten Falle nur mit 15,5 % und im zweiten mit 25,7 % wirksam.

Die Vorspannkraft von $P = 197 \text{ t/m}$ ist aber nicht für alle Punkte ausreichend, während sie in einigen anderen zu reichlich ist. Die Randzone mußte durch eine zusätzliche zentrische Vorspannung in Richtung des freien Randes verstärkt werden, während die Quervorspannung in den spitzen Ecken zu vermindern war. Die Verstärkung wurde für eine Breite von beiderseits 2,0 m vorgesehen. Die zusätzliche Vorspannung in diesem Bereich wurde mit 200 t/m nach Beendigung von Kriechen und Schwinden angesetzt. Tatsächlich waren also mehr aufzubringen

$$200 \cdot 1,12 = 224 \text{ t/m}.$$

Die gesamte Vorspannkraft in Längsrichtung betrug somit

$$197 \cdot 9,8 + 2 \cdot 2,0 \cdot 0,65 \cdot 224 = 2512 \text{ t}.$$

Die Quervorspannung wurde auf eine Länge von je 8,80 m von den spitzen Ecken aus um die Hälfte ermäßigt (Abb. 10), so daß in diesem Bereich nur $P = 98,5 \text{ t/m}$ zur Wirkung kommen konnten.

Für die Spannungsermittlung mußte beachtet werden, daß die Längs- und Quervorspannung nicht mehr für alle Punkte gleich war. Hierzu kommt, daß die Hauptspannungen mit den Vorspannstählen einen Winkel bildeten. Es war daher die zentrische Vorspannung in einer schrägen Richtung zu bestimmen. Hierfür wurde eine ellipsenförmige Verteilung der Vorspannkraft zugrunde gelegt (Abb. 11 und 12). In Abb. 10 sind die hieraus ermittelten zentrischen Vorspannkraften, die nach Kriechen und Schwinden noch auf die Platte einwirken, eingetragen. Die Anzahl der Vorspannstähle in Längsrichtung ergab sich mit $n = 6,83 \text{ Stück/m}$, d. h. alle 14,6 cm mußte ein Spannstahl vorgesehen werden. In den beiden Randstreifen waren zusätzlich noch je 10 Stück erforderlich.

Die Quervorspannung erforderte im mittleren Teil der Platte ebenfalls alle 14,6 cm einen Spannstahl. In den Endstücken von 8,80 m nach den spitzen Ecken zu war nur die Hälfte d. h. alle 29,2 cm ein Spannstahl zu verlegen. Die Vorspannstähle in Querrichtung wurden so angeordnet, daß sie je zur Hälfte in der unteren und zur anderen Hälfte in der oberen Plattenzone wirksam wurden (Abb. 13).

6. Untersuchung einzelner Querschnittspunkte im Gebrauchszustand

Wie oben angeführt, können die Momente aus den einzelnen Belastungsfällen für jeden einzelnen Querschnittspunkt algebraisch addiert werden. Nachstehend sei die Untersuchung für den Punkt B_1 durchgeführt:

a) Untersuchung für die Hauptrichtung 1
Maßgebend ist der Zustand nach dem Schwinden und Kriechen.

Eigengewicht und Vorspannung:

$$\begin{aligned} M &= 0,0445 \cdot 505 \cdot 0,257 = 5,78 \text{ tm} \\ 0,1010 \cdot 38,1 &= 3,85 \text{ tm} \\ M_{g+v} &= 9,63 \text{ tm} \end{aligned}$$

Verkehrslasten:

$$\begin{aligned} \text{Fußweg} &= 1,51 \text{ tm} \\ \text{Fahrbahn} &= 3,85 \text{ tm} \\ \text{Fahrbahnstreifen} &= 2,31 \text{ tm} \\ \text{S L W} &= 11,30 \text{ tm} \\ M_p &= 18,97 \text{ tm} \end{aligned}$$

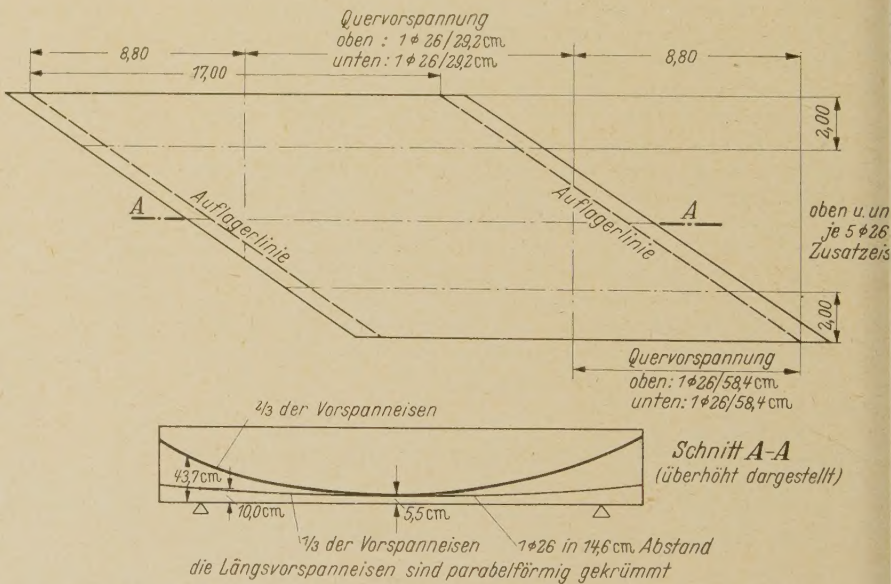


Abb. 13. Die Längsvorspanneisen sind parabelförmig gekrümmt. Anordnung und Lage der Vorspannkabel.

Anmerkung: Die unteren Kabel für die Quervorspannung liegen über bzw. unter den Kabeln für die Längsvorspannung. Die oberen Kabel für die Quervorspannung haben von der Mittellinie in 32,5 cm von Plattenunterkante denselben Abstand wie die unteren Kabel.

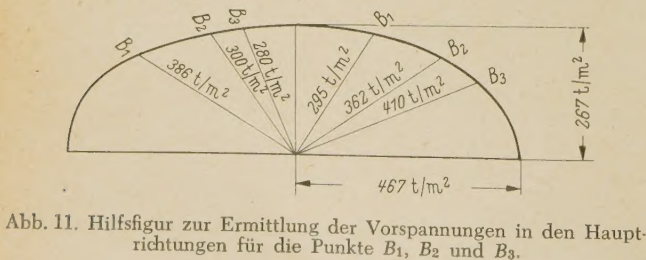


Abb. 11. Hilfsfigur zur Ermittlung der Vorspannungen in den Hauptrichtungen für die Punkte B_1 , B_2 und B_3 .

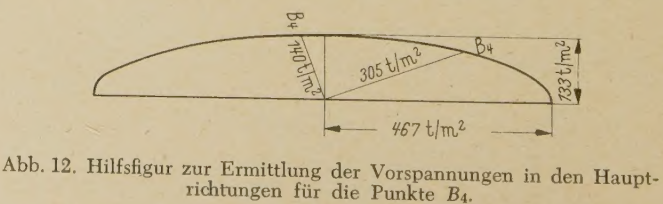


Abb. 12. Hilfsfigur zur Ermittlung der Vorspannungen in den Hauptrichtungen für die Punkte B_4 .



Abb. 14. Übersicht über die Zugspannungen unter Gebrauchslast.

Im Lastfall Eigengewicht + Vorspannung werden die Spannungen

$$\sigma_o = -295 - 9,63/0,0704 = -432 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_u = -295 + 137 = -158 \text{ t/m}^2.$$

Durch Verkehr entstehen

$$\sigma = \pm 18,97/0,0704 = \pm 270 \text{ t/m}^2.$$

Es wird also bei Verkehrsbelastung

$$\sigma_o = -432 - 270 = -702 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_u = -158 + 270 = +112 \text{ t/m}^2 < 300 \text{ t/m}^2.$$

Bei halber Verkehrslast wird

$$\sigma_u = -158 + 135 = -23 \text{ t/m}^2.$$

Die Bedingung der DIN 4227 § 11, 2, daß bei halber Verkehrslast keine Zugspannungen auftreten, ist damit erfüllt.

b) Untersuchung für die Hauptrichtung 2

Eigengewicht und Vorspannung:

$$M = -0,0399 \cdot 505 \cdot 0,257 = -5,2 \text{ tm}$$

$$-0,160 \cdot 38,1 = -6,1 \text{ tm}$$

$$M_{g+v} = -11,3 \text{ tm}$$

$$\text{Verkehrslasten: } M_p = -31,82 \text{ tm}.$$

Im Lastfall Eigengewicht + Vorspannung werden die Spannungen

$$\sigma_o = +386 + 11,3/0,0704 = -226 \text{ t/m}^2,$$

$$\sigma_u = -386 - 160 = -546 \text{ t/m}^2.$$

Durch Verkehr entstehen

$$\sigma \mp 31,82/0,0704 = \mp 451 \text{ t/m}^2.$$

Bei Verkehrslast ist somit

$$\sigma_o = -226 + 451 = +225 \text{ t/m}^2,$$

$$\sigma_u = -546 - 451 = -997 \text{ t/m}^2$$

und bei halber Verkehrslast

$$\sigma_o = -226 + 225 = -1 \text{ t/m}^2.$$

Ebenso sind alle übrigen Querschnittspunkte untersucht worden. Die zulässigen Spannungen werden in keinem Punkt überschritten.

Die erforderlichen Bewehrungsseisen für die Aufnahme der Zugspannungen werden erst dann ermittelt, wenn die in den Vorspanneisen auftretenden maximalen Spannungen bekannt sind. In Abb. 14 sind die Zugspannungen unter Gebrauchslast für die wichtigsten Querschnittspunkte zusammengestellt.

7. Spannungen in den Vorspannkabeln

Die in den Vorspannstählen anfangs vorhandene Spannung ist $\sigma_v = 5450 \text{ kg/cm}^2$. Die Reibungskräfte werden durch Überspannen und Nachlassen aufgehoben. Infolge

des Eigengewichtes und der Verkehrslasten erhöht sich die Spannung in den Vorspannstählen. Diese Spannungserhöhung wird hier für den Punkt B_1 in Richtung 1 + 2 untersucht. Die Hauptrichtungen fallen nicht in Richtung der Spannstähle. Es wird daher eine mittlere Höhe von $32,5 - 8,5 = 24,0 \text{ cm}$ angenommen.

Für Punkt B_1 — Hauptrichtung 1 wird somit

$$M_{g+p} = 0,0342 \cdot 505 + 3,85 + 18,97 = 45,32 \text{ tm},$$

$$\Delta \sigma_e = 45,32/0,0704 \cdot 24/32,5 \cdot 6 = 2850 \text{ t/m}^2.$$

Punkt B_1 — Hauptrichtung 2

$$M_{g+p} = -0,0399 \cdot 505 - 6,1 - 31,82 = -58,10 \text{ tm},$$

$$\Delta \sigma_e = 58,10/0,0704 \cdot 24/32,5 \cdot 6 = 3650 \text{ t/m}^2.$$

Die für die Spannstähle 80/105 zulässige Spannung ergibt sich zu

$$\text{zul } \sigma_e = 0,55 \cdot 105 = 57,75 \text{ t/m}^2 = 5775 \text{ kg/cm}^2.$$

Hiernach könnten die Spannstähle eine zusätzliche Spannung von

$$\text{zul } \sigma_e = 5775 - 5450 \cdot 325 \text{ kg/cm}^2 = 3250 \text{ t/m}^2.$$

aufnehmen. Diese Spannung wird bei dem Punkt B_1 in der Hauptrichtung 2 um 40 kg/cm^2 überschritten. In Wirklichkeit kann diese Überschreitung nicht auftreten, da beim Auftreten der größten Belastung das Schwinden und Kriechen bereits soweit vorgeschritten ist, daß ein beträchtlicher Teil des Spannungsabbaues von $\Delta \sigma_e = -660 \text{ kg/cm}^2$ zur Verfügung steht. Die Annahme, daß das Schwinden und Kriechen zu diesem Zeitpunkt rd. 60 % seines Endwertes erreicht hat, liegt auf der sicheren Seite.

8. Aufnahme der Zugspannungen unter Gebrauchslast

Für den Punkt B_1 wurden die Zugspannungen im Vorhergehenden ermittelt zu:

$$\text{Hauptrichtung 1: } \sigma_u = +112 \text{ t/m}^2 \quad (\sigma_o = -702 \text{ t/m}^2),$$

$$\text{Hauptrichtung 2: } \sigma_o = +225 \text{ t/m}^2 \quad (\sigma_u = -997 \text{ t/m}^2).$$

Der Abstand der Nulllinie vom gezogenen Rand ergibt sich zu

$$X_1 = \frac{(+\sigma)}{(+\sigma) + (-\sigma)} \cdot 65 = \frac{112}{112 + 702} \cdot 65 = 8,95 \text{ cm},$$

$$X_2 = \frac{225}{225 + 997} \cdot 65 = 12,0 \text{ cm}.$$

Die Zugkraft

$$z_1 = \frac{x}{2} \cdot 100 (+\sigma) = \frac{8,95}{2} \cdot 100 \cdot 11,2 = 5010 \text{ kg},$$

$$z_2 = 12,0/2 \cdot 100 \cdot 22,5 = 13500 \text{ kg}.$$

Hiermit ergeben sich die erforderlichen Stahlquerschnitte in der Hauptrichtung 1 zu $Fe_1 = 12,5 \text{ cm}^2$.

Es liegen in Längsrichtung an Vorspannstahl

$$1/3 \cdot 36,2 + 2,5 \cdot 5,31 = 25,4 \text{ cm}^2$$

und in Querrichtung

$$1/2 \cdot 36,2 = 18,1 \text{ cm}^2.$$

Die vorhandenen Kabel sind also ausreichend.

Anders ist es in der Hauptrichtung 2. Hier liegen nur wenige Kabel in Längsrichtung

$$2,5 \cdot 5,31 = 13,3 \text{ cm}^2.$$

In Querrichtung liegen

$$1/2 \cdot 36,2 = 18,1 \text{ cm}^2.$$

In Längsrichtung kann aufgenommen werden

$$13,3 \cdot 0,4 = 5,3 \text{ t}$$

und in Querrichtung

$$18,1 \cdot 0,4 = 7,25 \text{ t}.$$

Aufzunehmen sind aber in Längsrichtung

$$13,5 \cdot \sin 59^\circ = 11,6 \text{ t}$$

und in Querrichtung

$$13,5 \cdot \cos 59^\circ = 6,95 \text{ t}.$$

In Längsrichtung sind also zusätzlich

$$11,6 - 5,3 = 6,3 \text{ t}$$

aufzunehmen. Mit Betonstahl III ergibt dies

$$Fe_2 = 6,30/2,0 = 3,15 \text{ cm}^2 \text{ je m},$$

9. Nachweis der Bruchsicherheit

Die Bruchsicherheit wird für die Lastfälle Vorspannung + Schwinden und Kriechen + 1,75fache Summe aus ständiger Last und Verkehrslast nachgewiesen.

Für den Punkt B₁ ist in

Hauptrichtung 1: $M_{Br} = 5,78 \cdot 4,15 + 1,75 (3,85 + 18,97) = 64,0 \text{ tm}.$

Hauptrichtung 2: $M_{Br} = -5,2 \cdot 4,15 - 1,75 (6,1 + 31,82) = -88,0 \text{ tm}.$

In Abb. 15 sind die maßgeblichen Bruchmomente zusammengestellt.

Die Bestimmung der erforderlichen Bewehrung nach den sonst üblichen Methoden ist bei dem vorliegenden Flächentragwerk nicht möglich. Man erkennt dies z. B. an den Momenten des Punktes B₁. Hier werden durch in der Längsrichtung liegende Eisen negative Momente in der Querrichtung hervorgerufen. Die erforderliche Bewehrung für den Bruchzustand muß ähnlich wie die erforderliche Bewehrung zur Aufnahme der Rißlast im Gebrauchszustand ermittelt werden. Zur Aufnahme von Zugspannungen im Bruchzustand steht in den Vorspannstählen eine Reserve von

$$8000 - 5450 + 660 = 3210 \text{ kg/cm}^2$$

zur Verfügung.

Die ϕ 26 mm mit $e = 14,6 \text{ cm}$ nehmen auf

$$36,2 \cdot 3,21 = 116,4 \text{ t},$$

mit $e = 29,2 \text{ cm}$

$$= 58 \text{ t}.$$

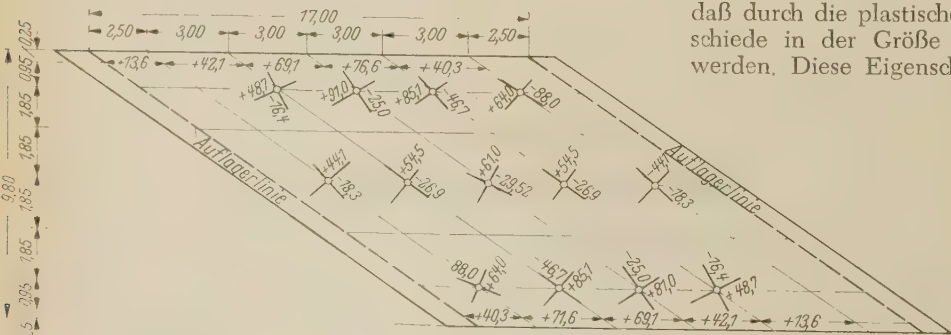


Abb. 15. Übersicht über die Bruchmomente. Momente int.

In den Randstreifen sind zusätzlich 2,5 ϕ 26 mm vorhanden. Sie nehmen auf

$$2,5 \cdot 5,31 \cdot 3,21 = 42,8 \text{ t}.$$

Für den Punkt B₁ ergibt sich in Hauptrichtung 1

$$\sigma = -295 \pm 64,0/0,0704 = -295 \pm 910,$$

$$\sigma_o = -1205 \text{ t/m}^2; \quad \sigma_u = +615 \text{ t/m}^2,$$

$$x_1 = \frac{615}{1820} \cdot 65 = 22,0 \text{ cm},$$

$$Z_1 = \frac{0,22}{2} \cdot 615 = 67,6 \text{ t},$$

$$Z_x = 67,6 \cdot \cos 59^\circ = 34,8 \text{ t},$$

$$Z_y = 67,6 \cdot \sin 59^\circ = 58,0 \text{ t}.$$

Die Zugkräfte werden also durch die vorhandene Bewehrung aufgenommen.

In Hauptrichtung 2 ergibt sich

$$\sigma = -386 \pm 88,0/0,0704 = -386 \pm 1250,$$

$$\sigma_u = -1636 \text{ t/m}^2 \text{ und } \sigma_o = +864 \text{ t/m}^2,$$

$$x_2 = 864/2500 \cdot 65 = 22,4 \text{ cm},$$

$$Z_2 = 0,224 \cdot 864/2 = 97 \text{ t},$$

$$Z_x = 97 \cdot \sin 59^\circ = 83,3 \text{ t},$$

$$Z_y = 97 \cdot \cos 59^\circ = 50,0 \text{ t}.$$

Durch Vorspannkabel werden in x-Richtung 42,8 t aufgenommen. In Betonstahl III sind zusätzlich

$$\frac{83,3 - 42,8}{4,0} = 10,1 \text{ cm}^2/\text{m Breite}$$

zuzulegen. In der y-Richtung reichen die vorhandenen Spannkabel aus.

Die erforderlichen Eisen für die Bruchlast sind größer als die für die Rißlast und daher maßgebend.

10. Schubuntersuchung

Da die Schubkräfte bei einer Platte keine wesentliche Rolle spielen, wurde nur ein Überschlag zur Bestimmung der Größenordnung derselben nach Rüsch vorgenommen. Die größte Schubspannung ergab sich hierbei zu

$$\max \tau = 41,0/0,65 \cdot 1,5 = \sim 94 \text{ t/m}^2.$$

Die schiefe Hauptzugspannung kann als wesentlich kleiner angenommen werden, auch dann, wenn die Querkraft bei der schiefwinkligen Platte in der stumpfen Ecke merklich größer sein sollte.

11. Ermittlung der Auflagerkräfte zur Berechnung der Widerlager

Die Fahrbahnplatte wurde beiderseits auf einen längs der ganzen Widerlagerlänge verlaufenden Bleistreifen aufgelagert. Durch das Aufbringen der Längs- und Vorspannkraft waren bei dieser Konstruktionsart Reibungskräfte zu erwarten. Sie mußten durch zusätzliche Vorspannstähle aufgenommen werden.

Die Auflagerung auf die Bleistreifen hat den Vorteil, daß durch die plastischen Eigenschaften des Bleies Unterschiede in der Größe der Auflagerreaktion ausgeglichen werden. Diese Eigenschaft scheint wichtig, da bei schiefwinkligen Platten die Auflagerreaktionen ungleichförmig längs der Auflagerlinie verteilt sind und diese Ungleichmäßigkeit durch die Bleistreifen ausgeglichen werden soll.

Das Gesamtgewicht der Platte ergab sich zu

$$1,70 \cdot 17,0 \cdot 9,8 + 2 \cdot 1,12 \cdot 17,0 = 322 \text{ t}.$$

Wäre das gesamte Eigengewicht der Platte durch Umlenkkräfte aufgehoben worden, so hätte man eine gleichmäßig verteilte Auflagerkraft längs des ganzen Widerlagers erhalten von der Größe

$$\frac{322}{2 \cdot 17,5} = 9,2 \text{ t/m.}$$

Wären keine Umlenkkräfte vorhanden, hätte sich eine sehr ungleichmäßige Auflagerkraftverteilung eingestellt. Diese Verteilung wurde nach Nielsen¹ errechnet zu

$$A_0 = 0,2610 \cdot 322 = 84,0 \text{ t}$$

$$A_1 = 0,0471 \cdot 322 = 15,2 \text{ t}$$

$$A_2 = 0,0980 \cdot 322 = 31,6 \text{ t}$$

$$A_3 = 0,0573 \cdot 322 = 18,4 \text{ t}$$

$$A_4 = 0,0366 \cdot 322 = 11,8 \text{ t}$$

$$\Sigma A = 0,5000 \cdot 322 = 161,0 \text{ t}$$

Die Auflagerkräfte stellen Einzelkräfte dar, welche nach Abb. 16 verteilt sind.

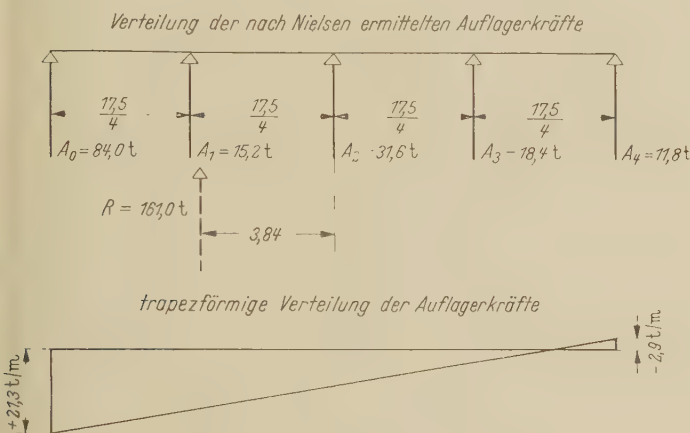


Abb. 16. Verteilung der Auflagerkräfte.

Sie ergeben um Mitte Auflager ein Moment von

$$1/2 \cdot (84,0 - 11,8) \cdot 17,50 + (15,2 - 18,4) \cdot 1/4 \cdot 17,5 = 617 \text{ tm.}$$

Die Resultierende liegt demnach

$$r = 617/161 = 3,84 \text{ m}$$

von Mitte Widerlager entfernt. Wird angenommen, daß durch den Bleistreifen ein Ausgleich der Auflagerkräfte stattfindet, so entstehen an den Enden die Auflagerreaktionen

$$161/17,5 \pm 617 \cdot 6/17,52 = 9,2 \pm 12,1.$$

An der stumpfen Ecke erhält man 21,3 t/m und an der spitzen — 2,9 t/m. Es bleibt zu beachten, daß die Tabellen von Nielsen unter der Voraussetzung einer Querdehnungszahl 0 errechnet sind. Für die Ermittlung der Auflagerkräfte wurde die Genauigkeit als ausreichend angesehen.

Für den Fall einer 75 %igen Aufnahme des Eigengewichtes durch Umlenkkräfte ergeben sich die Auflagerreaktionen an der stumpfen Ecke zu

$$0,75 \cdot 9,2 + 0,25 \cdot 21,3 = 12,2 \text{ t/m}$$

und für die spitze Ecke

$$0,75 \cdot 9,2 - 0,25 \cdot 2,9 = 6,2 \text{ t/m.}$$

Zur Ermittlung der Auflagerdrücke aus Verkehrslast wurde wie folgt vorgegangen:

Ist die gesamte Brücke mit 0,30 t/m² belastet, dann ist

$$P_1 = 0,30 \cdot 17,0 \cdot 12,7 = 64,8 \text{ t.}$$

Die Auflagerkraft an der stumpfen Ecke ist dann

$$21,3/322 \cdot 64,8 = 4,3 \text{ t/m.}$$

Die Hauptspur ist mit 0,50 t/m² belastet, sie muß also eine Zusatzlast von

$$P_2 = (0,50 - 0,30) \cdot 17,0 \cdot 3,00 = 10,2 \text{ t}$$

aufweisen. Auf ein Lager entfällt somit $\frac{1}{2} P_2 = 5,1 \text{ t}$. Die Mitte der Hauptspur liegt 1,95 m von der Plattenkante entfernt, das sind

$$1,95/\sin 34^\circ = 3,50 \text{ m}$$

von Kante Widerlager.

Die Pressung an der stumpfen Ecke kann somit bestimmt werden zu

$$\frac{5,1}{17,5} + 5,1 \cdot \frac{(17,50/2 - 3,50) \cdot 6}{17,5^2} = 0,81 \text{ t/m.}$$

Weiterhin soll als ungünstige Annahme der SLW genau über dem Widerlager stehen. Als Verteilungsbreite wurde

$$3,00/\sin 34^\circ = 5,35 \text{ m}$$

angenommen. Hiermit ergibt sich ein Auflagerdruck von

$$\frac{60 - 6,0 \cdot 3,0 \cdot 0,5}{5,35} = 9,5 \text{ t/m}$$

und der größte Auflagerdruck aus Verkehrslast zu

$$4,3 + 0,8 + 9,5 = 14,6 \text{ t/m.}$$

Ein negativer Auflagerdruck aus Verkehrslast tritt an der stumpfen Ecke nicht auf. Es ist also

$$\min A_p = 0.$$

Der minimale Auflagerdruck aus Verkehrslast für die spitze Ecke wurde wie folgt ermittelt:

Aus der gleichmäßigen Belastung von 0,30 t/m² über die ganze Brücke wird

$$-2,9 \cdot 64,8/322 = -0,58 \text{ t/m.}$$

Infolge der Belastung der Hauptspur mit zusätzlich $(0,50 - 0,30) = 0,20 \text{ t/m}^2$ wird entsprechend den vorstehenden Ausführungen

$$0,29 - 0,52 = -0,23 \text{ t/m.}$$

Der Einfluß des SLW auf die Auflagerkräfte ist nach den Tabellen von Nielsen nicht zu ermitteln. Es wurden daher Versuche mit dem Modell gemacht, welche zeigten, daß die minimale Auflagerkraft aus Verkehrslast in der spitzen Ecke die Auflagerkraft aus Eigengewicht nicht übersteigen kann.

Der maximale Auflagerdruck aus Verkehrslast für die spitze Ecke kann durch Belastung des Fahrbahnstreifens am Rande mit 0,50 t/m² errechnet werden:

$$0,81 \cdot 0,50/0,20 = 2,02 \text{ t/m.}$$

Der Auflagerdruck aus der Belastung des Fußweges berechnet sich wie folgt:

$$\text{Gesamtlast} = 2,1 \cdot 0,3 \cdot 17,0 = 10,7 \text{ t.}$$

Die Resultierende liegt 0,4 m außerhalb der Plattenkante, das sind

$$0,40/\sin 34^\circ = 0,72 \text{ m}$$

von Kante Widerlager. Die Pressung wird somit

$$\frac{5,35}{17,5} + \frac{5,35 (8,75 + 0,72) \cdot 6}{17,5^2} = 1,30 \text{ t/m.}$$

Der Auflagerdruck des SLW kann entsprechend der vorausgegangenen Rechnung mit 9,5 t/m angenommen werden. Somit ergibt sich für die spitze Ecke ein maximaler Auflagerdruck von

$$\max A_p = 2,02 + 1,30 + 9,50 = 12,82 \text{ t/m.}$$

Um die Reibung beim Vorspannen klein zu halten, wurde über dem Bleistreifen eine Stahlplatte angeordnet, welche vor dem Einbau eingefettet wurde. Es konnte infolge dieser Anordnung ungünstigenfalls mit einem Reibungswert

¹ N. J. Nielsen: Skävinklede Plader, Kopenhagen 1944.

von 0,2 gerechnet werden. Der gesamte Auflagerdruck aus Eigengewicht der Platte war

$$1/2 \cdot 159 \cdot 17,0 \cdot 9,8 = 132 \text{ t},$$

die Reibungskraft somit

$$0,2 \cdot 132/17,5 = 1,51 \text{ t/m}.$$

Der Größtwert an der stumpfen Ecke kann mit

$$1,51 \cdot 11,62/9,2 = 1,91 \text{ t/m}$$

und der Kleinstwert an der spitzen Ecke mit

$$1,51 \cdot 6,98/9,2 = 1,11 \text{ t/m}$$

angenommen werden. Diese Reibungskraft wirkt in Richtung der Längsspannstähle, also in Richtung der Brückenachse. Normal zum Widerlager wirkt an der stumpfen Ecke

$$1,91 \cdot \sin 34^\circ = 1,07 \text{ t/m}$$

und an der spitzen Ecke

$$1,11 \cdot \sin 34^\circ = 0,62 \text{ t/m}.$$

Aus der Quervorspannung konnten infolge der freien Ränder keine Reibungskräfte erwartet werden. Zusammenfassend mußte auf Grund der vorstehenden Untersuchungen an der stumpfen Ecke mit einer größten Auflagerkraft von

$$12,2 + 14,6 = 26,8 \text{ t/m}$$

und einer kleinsten von 12,2 t/m gerechnet werden. In der spitzen Ecke war der größte Auflagerdruck

$$6,2 + 12,82 = \sim 19,0 \text{ t/m}$$

und der kleinste gleich Null.

Die anzusetzenden Reibungskräfte sind vorstehend errechnet.

12. Vergleich der Ergebnisse der Modellversuche mit den Ergebnissen einer Berechnung nach den Tabellen von Rüsch

Die Berechnung von Rüsch ergab:

$$M_{xm} = 31,34 \cdot \sin 34^\circ = 17,5 \text{ tm},$$

$$M_{xr} = 47,83 \cdot \sin 34^\circ = 26,8 \text{ tm},$$

$$M_{ym} = 12,68 \text{ tm}.$$

M_{xm} ist identisch mit M_p des Punktes D_3 , für welches sich aus den Modellversuchen ergab:

$$M_p = 17,48 - 1,05 = 16,43 \text{ tm}.$$

Das Moment nach Rüsch ist somit um 6,5 % größer. M_{xr} ist identisch mit M_p des Punktes A_2 . Aus dem Modellversuch ergab sich

$$M_p = 27,11 - 1,39 = 25,72 \text{ tm}.$$

Das Moment nach Rüsch ist hier um 4,2 % größer. Das

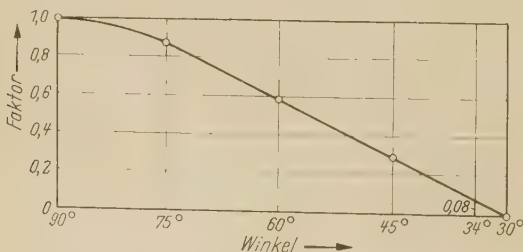


Abb. 17. Abminderungsfaktor für M_y .

M_y -Moment muß abgemindert und der Abminderungsfaktor hierfür durch Extrapolieren gefunden werden. Nach Abb. 17 ergibt sich:

$$M_{ym} = 0,08 \cdot 12,68 = 1,01 \text{ tm}.$$

Dieser Wert ist zu vergleichen mit dem positiven Moment der Haupttrichtung 2 des Punktes D_3 . Es ist hier

$$M = +4,7 \text{ t}.$$

In der Querrichtung weichen die Ergebnisse stark voneinander ab. Leider gibt es keinen Vergleichswert für das negative Moment der Haupttrichtung 2 des Punktes D_3 , so daß das Ergebnis problematisch bleibt.

Für den Vergleich der M_y -Momente des freien Randes müssen die Abminderungsfaktoren ebenfalls durch Extrapolieren gefunden werden (Abb. 18).

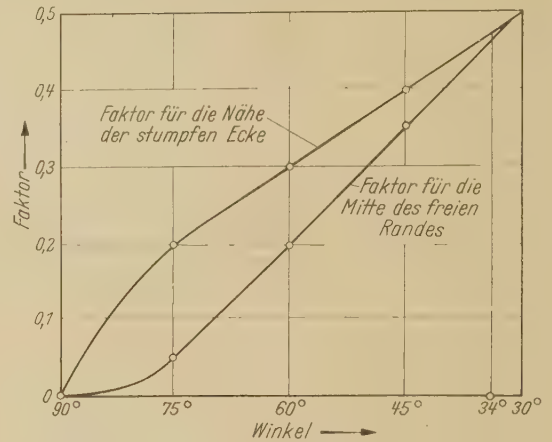


Abb. 18. Faktoren zur Berechnung der Randmomente.

Das Quermoment M_y für den freien Rand ist in der Mitte und in der Nähe der stumpfen Ecke praktisch gleich groß, und zwar

$$M_{yr} = -26,80 \cdot 0,47 = -12,6 \text{ tm}.$$

Dieses Moment kann verglichen werden mit dem Moment in der Haupttrichtung 2 des Punktes B_1

$$M = -31,82 + 2,37 = -29,45 \text{ tm}.$$

Weiterhin könnte es mit dem Moment in der Haupttrichtung 2 der Punkte B_2 und B_3 verglichen werden. Diese sind

$$M_2 = -15,76 + 1,65 = -14,11 \text{ tm},$$

$$M_3 = -7,48 + 1,23 = -6,25 \text{ tm}.$$

Da auch das Maximalmoment nicht bei A_3 , sondern näher zur stumpfen Ecke bei A_2 liegt, wäre ein Wert zwischen den beiden Momenten M_2 und M_3 maßgebend. In diesem Fall wird die Übereinstimmung für die Mitte des freien Randes gut. In der Nähe der stumpfen Ecke hat dagegen der Modellversuch ein bedeutend größeres Moment ergeben.

Vergleicht man die Eigengewichtsmomente, so ergibt sich für Plattenmitte nach Rüsch:

$$M_x = 0,125 \cdot g \cdot 17,0^2 \cdot \sin 34^\circ = 0,070 \cdot g \cdot 17,0^2.$$

Der Modellversuch ergibt dagegen für den gleichen Punkt

$$M_g = 0,048 \cdot g \cdot 17,0^2.$$

Für die Mitte des freien Randes ergibt sich nach Rüsch

$$M_x = 0,070 \cdot g \cdot 17,0^2.$$

Aus dem Modellversuch für den Punkt A_3

$$M_g = 0,0335 \cdot g \cdot 17,0^2$$

und für den Punkt B_2

$$M_g = 0,0494 \cdot g \cdot 17,0^2.$$

Der Modellversuch ergibt also für Eigengewicht kleinere Werte. Diese liegen etwas über den Werten, die sich ergeben, wenn sich die Momente auf der kürzesten Spannweite, also senkrecht von Widerlager zu Widerlager, abtragen. Man kann sie als untere Grenzwerte ansehen.

Hierfür ergibt sich

$$0,125 \cdot 9,5^2/17,0^2 = 0,039.$$

Die Biegemomente tragen sich also in einer mittleren Richtung ab, was auch aus den ermittelten Richtungen der Hauptspannungen hervorgeht.

In der Querrichtung erhält man für den Plattenmittelpunkt nach Rüsch

$$M_y = 0,0157 \cdot g \cdot 17,0^2.$$

Dieser Wert muß mit dem Faktor 0,08 abgemindert werden, so daß sich ergibt

$$M_y = 0,00125 \cdot g \cdot 17,0^2.$$

Der Modellversuch dagegen ergibt

$$M_g = -0,006 \cdot g \cdot 17,0^2.$$

In der Mitte des freien Randes und in der Nähe der stumpfen Ecke ist nach Rüsch

$$M_y = -0,47 \cdot 0,070 \cdot g \cdot 17,0^2 = -0,033 \cdot g \cdot 17,0^2.$$

Die Vergleichswerte aus dem Modellversuch sind Punkt B_1 —Haupttrichtung 2

$$M_g = -0,0399 \cdot g \cdot 17,0^2,$$

Punkt B_2 —Haupttrichtung 2

$$M_g = -0,0215 \cdot g \cdot 17,0^2,$$

Punkt B_3 —Haupttrichtung 2

$$M_g = -0,01182 \cdot g \cdot 17,0^2.$$

Es zeigt sich auch hier, daß der Modellversuch für die stumpfe Ecke ein größeres Moment ergibt, während in der Mitte des freien Randes kleinere Momente festgestellt wurden.

Von einem Vergleich der Momente infolge der Fußwege wurde abgesehen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Übereinstimmung der Momente in der Tragrichtung befriedigend ist. In der Querrichtung treten dagegen erhebliche Abweichungen auf.

13. Die Bauausführung

Mitte April 1955 wurde mit den Bauarbeiten begonnen. Die Herstellung der Fundamente und Widerlager bietet keine Besonderheiten, so daß hierauf nicht näher eingegangen wird.

Besondere Schwierigkeiten machte die Ausbildung und Aufstellung des Lehrgerüsts. Da Schienenoberkante auf Ordinate + 229,26, Plattenunterkante auf Ordinate + 234,24 liegt, standen bei einer für die Bundesbahn notwendigen lichten Höhe von 4,80 m lediglich 18 cm für die Einrüstung zur Verfügung. Da auch die Aufstellung von Zwischenstützen von der Bundesbahn zunächst abgelehnt wurde, blieb nur die Möglichkeit offen, die Platte in aufgeböcktem Zustand etwa 60 cm über ihrer endgültigen Lage zu betonieren, nach Erhärten vorzuspannen und stufenweise in ihre endgültige Lage abzulassen. Bei der großen Schiefe der Platte barg dieser Bauvorgang große Gefahren in sich. Nach Verhandlung mit der Bundesbahn erklärte sich diese mit einer Einschränkung der lichten

Höhe auf 4,70 m einverstanden. Ebenfalls war die Bundesbahn damit einverstanden, daß das Gleis einer Richtung mit seiner Achse bis auf 2 m an das Widerlager heranrückte und somit zwischen den Gleisen eine Stützenreihe aus NP I 26 aufgestellt werden konnte. An



Abb. 20. Die Plattenbewehrung.

den Widerlagern selbst wurde das Lehrgerüst auf einbetonierten und später abgebrannten NP I 20 aufgesetzt.

Für die Unterstützung der Deckenschalung wurden eiserne Träger aus NP I 24 im Abstand von 1,05 m verlegt, die mit Längs- und Querhölzern 10/12 ausgesteift



Abb. 21. Die fertige Platte.

und mit einem 4 cm starken Bohlenbelag versehen wurden. Auf diese Weise konnte die Platte trotz der für das Lehrgerüst zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe von nur 28 cm in ihrer endgültigen Lage betoniert werden (Abb. 19).

Die Fahrbahnplatte aus einem Beton B 450 ist nach dem Verfahren Dyckerhoff & Widmann längs- und quervorgespannt. Verwandt wurden Stäbe von 26 mm Φ , Stahlgüte 80/105. Da Stähle von der Güte 80/105 noch nicht allgemein zugelassen waren, wurde für den vorliegenden Fall durch das Bundesverkehrsministerium auf Antrag eine Ausnahmegenehmigung erteilt. Hierbei wurden die Bedingungen gestellt, daß

a) die Firma Dyckerhoff & Widmann durch Vorlage geeigneter Versuchsergebnisse den Nachweis erbringt, daß die Verankerungen und Spannschloßverbindungen die gleiche Bruchlast tragen wie der Spannstahl;

b) der Spannstahl im ungünstigsten Falle und an der ungünstigsten Faser nicht über 70 kg/mm² beansprucht wird. Sind die Radien, nach denen der Spannstahl zu biegen ist, so klein, daß ein elastisches Biegen unter Ein-



Abb. 19. Die Einrüstung.

haltung dieser Spannung nicht möglich ist, so sind für solche Spannstähle Stähle 60/90 zu verwenden, die nötigenfalls plastisch verbogen werden können.

Diese Bedingungen wurden seitens der ausführenden Firma eingehalten. Die Radien, nach denen die Spannstähle gebogen werden mußten, waren so groß, daß die Zusatzspannungen infolge Krümmung den Betrag von 3 kg/mm^2 nicht überschreiten.

Am 21. 10. 1955 konnte die Spannbewehrung abgenommen werden (Abb. 20). Nach Beendigung der Vorarbeiten wurde die Platte am 27./28. 10. 1955 betoniert (Abb. 21). Nach 7 Tagen betrug die Würfelfestigkeit 385 kg/cm^2 , so

daß keine Bedenken bestanden, am 10. 11. 1955 mit dem Vorspannen zu beginnen. Am 17. 11. 1955 wurden die Vorspannglieder unter Verwendung von Tonerde-Schmelzzement ausgepreßt. Die Restarbeiten einschließlich Herstellung der Brückenrampen wurden im Frühjahr 1956 ausgeführt.

Mit der Ausführung des Bauwerkes war die Bauunternehmung Carl Brandt, Zweigniederlassung Köln, beauftragt. Die Kosten für das eigentliche Bauwerk betragen rund 300 000,— DM. Die Kosten für die Rampen einschließlich Ankauf mehrerer bebauter Grundstücke erreichen die gleiche Höhe.

Kathodischer und passivierender Rostschutz

Von Dipl.-Ing. Hans Hebberling, Unterschondorf am Ammersee

Übersicht: Ursache und Wirkung der elektrischen „Lokalströme“. — Anodische Metallüberzüge. — Verstärkter Kathodenschutz für höhere Beanspruchungsformen. — Echte und scheinbare Passivierung. — Besonderheiten der Bleimennige-Grundierung. — Die Rolle der Deckanstriche.

Was bezweckt der Kathodenschutz ...

Ein erheblicher Teil der neuzeitlichen Rostschutz-Methoden beruht auf der vor etwa 20 Jahren entwickelten und heute fast einmütig anerkannten Lehrmeinung, daß die Rostbildung besonders durch das Auftreten elektrischer „Lokalströme“ begünstigt wird, wie sie unter dem Einfluß feuchter Atmosphären oder „aggressiver“ Gewässer fortlaufend auf der Stahloberfläche entstehen. Trotz ihrer geringen Dichte vermögen diese Ströme auf die Dauer Zerstörungen größten Ausmaßes herbeizuführen; es steht daher außer Zweifel, daß ihre Ausschaltung zu den vordringlichen Aufgaben der praktischen Rostbekämpfung zählt.

Aus dieser leitenden Erkenntnis heraus wurde im Laufe der letzten Jahrzehnte der sog. Kathodenschutz entwickelt. Er beruht auf der bekannten Tatsache, daß man Metalle und Metall-Legierungen paarweise zu galvanischen Elementen vereinigen kann, wobei der „anodische“ Teil je nach dem Potential-Unterschied bzw. dem Wirkungsgrad der angreifenden Agenzien mehr oder minder rasch in Lösung geht. In solch einem Element kann eine Eisen-Kathode zehn Jahre und länger rostfrei bleiben, falls sich die Zerstörung der zugehörigen Anode hinreichend lange aufhalten läßt.

Diese Tatsachen werden bereits seit längerem in der Weise verwertet, daß man ein Nutzmateriale entsprechenden Potentials nach einem der üblichen Verfahren entweder unmittelbar auf die Stahloberfläche aufträgt oder indem man es aus angemessener Entfernung leitend mit ihm verbindet. Für Schutzüberzüge erscheinen Zink und Aluminium insofern besonders geeignet als sie unter den Metallen der „unedlen“ Seite dem Eisen am nächsten kommen. Unter den betreffenden Verfahren ist die Spritzverzinkung für den Stahlbau insofern von besonderem Interesse, als sie in letzter Zeit erheblich verbessert worden ist und gleich allen anderen Spritzverfahren auf Konstruktionen jeglicher Art und Ausdehnung mit gleichem Erfolg angewandt werden kann. Das Zink gelangt hierbei zumeist in Form eines Drahtes in die Spritzpistole, der nach dem Abschmelzen in der Gas-Sauerstoff-Flamme durch Preßluft zerstäubt und gegen die Stahlfläche geschleudert wird. Das aufgespritzte Metall wird hierbei nicht etwa mit dem Grundwerkstoff verschweißt, sondern lediglich durch Adhäsion an dessen Oberfläche festgehalten.

Die mit diesem Verfahren derzeit vorliegenden Erfahrungen umfassen einen weiten Bezirk; es ist daher vorerst unmöglich, sie auf eine feste Formel zu bringen. Als feststehend kann betrachtet werden, daß die von Haus aus

elastischen, meist aber sehr dünnen und daher mechanisch wenig widerstandsfähigen Zink- und Aluminiumschichten einer überdurchschnittlichen Beanspruchung erst im Zusammenwirken mit zusätzlichen Anstrichen gewachsen sind. Recht gute Ergebnisse liegen beispielsweise mit Spritzverzinkungen vor, die nachträglich zweimal mit Bleiweiß in den üblichen Bindemitteln bzw. bei dauernder Einwirkung von Rauch, Kondensdampf usw. mit bituminösen Anstrichstoffen gestrichen wurden. Es fragt sich nur, ob man in solchen Fällen das heikle Spritzverfahren nicht besser vorweg durch eine zweimalige Bleimennige-Grundierung ersetzt, deren Ausführung man bekanntlich auch weniger geschulten Hilfskräften risikofrei überlassen kann.

An in die Erde verlegten oder sonstwie besonders beanspruchten Stahlbauteilen würde die Schutzwirkung der metallischen Überzüge aus naheliegenden Gründen zu rasch erlahmen. In solchen Fällen wird der korrosionshemmende Gegenstrom entweder speziellen Selen-Gleichrichtergeräten oder aber massiven Zink- oder Magnesium-Anoden entnommen, die je nach den örtlichen Gegebenheiten in verschiedenen Größen und Ausführungen geliefert werden. Dem Einbau dieser Apparate geht in der Regel eine genaue Messung der Potential-Unterschiede zwischen dem zu schützenden Objekt und dem die Korrosion verursachenden Medium voraus.



Abb. 1. Bleifreier Anstrich mit nicht passivierender Grundierung.

... und was die „Passivierung“?

Die Ausschaltung der Lokalströme kann aber auch mit Hilfe von Substanzen erfolgen, die in der Lage sind, auf der Stahlfläche eine zwar nur hauchdünne, praktisch aber äußerst wirksame Oxydhaut hervorzubringen und sie damit in den elektrisch „passiven“, d. h. rostverzögernden Zustand zu versetzen. Entgegen einer weitverbreiteten Meinung kann diese Wirkung jedoch nur einer sehr geringen Anzahl sauerstoffhaltiger Substanzen zugesprochen werden. Die Phosphorsäure beispielsweise enthält den Sauerstoff sehr fest gebunden; sie vermag daher lediglich durch direkte Umsetzung mit dem Eisen mehr oder minder schwerlösliche Bedeckungsschichten auf ihm zu bilden. Dagegen sind alle ionisierbaren Chromate und Oxichromate nachweislich zur „echten“ Passivierung in obigem Sinne befähigt. Die neuerdings auftauchenden „reaktiven“ Grundiermittel für Nutzmateriale können also nur dann als passi-

vierend im engeren Sinne bezeichnet werden, wenn sie neben Phosphorsäure auch die vorbezeichneten Chrom-Sauerstoff-Verbindungen in ausreichender Menge enthalten.

Sonst bleibt die Anwendung der Chromate ihres hohen Preises wegen fast ausschließlich auf kleinere Objekte beschränkt. An größeren Stahlbauten wird die Passivierung vorzugsweise mit Bleimennige durchgeführt, die als Bleisalz der (hypothetischen) Orthobleisäure erwiesenermaßen zur Abgabe aktiven Sauerstoffs an die Metalloberfläche befähigt ist. Dieser Vorzug kommt der hochprozentigen und der dispersen Bleimennige als deren z. Z. bevorzugten Handelssorten gleichermaßen zu. Im Verein mit ihrer vorbildlichen Haftfestigkeit und ihrer bekannten Fähigkeit zur Bildung wasserunlöslicher und daher quellungsbeständiger Umsetzungsprodukte — der sog. Bleiseifen — hat er der Bleimennige jene klassische Vorzugstellung im Rostschutz verschafft, die dieses Pigment auch heute noch unangefochten innehat.

In diesem Zusammenhang erscheint erwähnenswert, daß die elektrochemische Wechselwirkung der Bleimennige mit dem metallischen Untergrund erst unlängst den Gegenstand eingehender Untersuchungen gebildet hat. Hierbei wurde u. a. der Nachweis erbracht, daß diese Wirkung auf verschiedenen Teilvergängen beruht, die erst nach dem Auftreten entsprechend hoher Potential-Differenzen zwischen Film und Metall ihren Anfang nehmen. Vor allem aber haben diese Untersuchungen zu der Erkenntnis geführt, daß die korrosionshemmenden Eigenschaften der Bleimennige und die sonstigen Vorzüge der damit hergestellten Grundierungen im wesentlichen auf deren elektrochemische Wechselwirkung mit dem Untergrund sowie auf die Bildung mikroskopisch nachweisbarer Deckschichten zurückzuführen sind [1].

Deckanstriche sorgfältig pflegen

Alles in allem stellt die Passivierung zwar eine wichtige, aber keineswegs die einzige Vorbedingung für eine wirkungsvolle Rostbekämpfung dar, denn es ist klar, daß die von Haus aus schwache Oxydhaut so rasch wie möglich gegen

etwa eindringende Feuchtigkeit geschützt werden muß. In den meisten Betriebsvorschriften — u. a. auch in den neuen Lieferbedingungen der Bundesbahn [2] — werden denn auch für Deckanstriche auf Bleimennige-Grundierung ebenfalls seifenbildende Pigmente in fettsäurehaltigen Bindemitteln empfohlen, die durch zweckentsprechende Beimengungen auf jeden gewünschten Ton gebracht werden können. Die Bundesbahn verwendet derzeit in großem Maßstab Mischungen aus Bleiweiß und Eisenglimmer, die sich bisher vorzüglich bewährten, da sie gleichzeitig lichtreflektierend und wasserabweisend wirken.

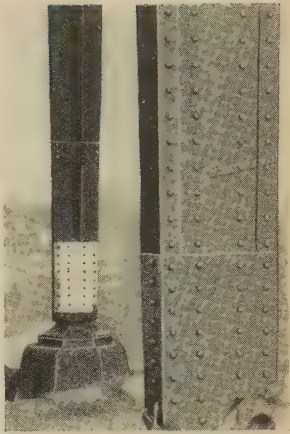


Abb. 2. Nach den Vorschriften der Bundesbahn hergestellter Bleiweiß-Deckanstrich auf (passivierender) Bleimennige-Grundierung; Aufnahme nach 10jähriger Bewitterung.

Die Bundesbahn weist auch mit vollem Recht darauf hin, daß die fertigen Anstriche fortlaufend überwacht sowie zeitweise abgebürstet und von Fremdkörpern jeglicher Art befreit werden müssen. Besondere Aufmerksamkeit ist hierbei dem Fachwerk mit seinen schwer zugänglichen Ecken und Winkeln sowie den Nieten, Schrauben und sonstigen Verbindungsstücken zu widmen. Man muß dabei im Auge behalten, daß atmosphärisches Wasser besonders stark zur Aufnahme von alkalischen oder säurebildenden Stoffen neigt, die bei längerer Einwirkung den Anstrich sowohl wie das Metall mittelbar oder unmittelbar gefährden würden.

Literatur

- 1. D'Ans und Schuster: Die Bleimennige als korrosionshemmendes Pigment, in: Farbe und Lack (1955) S. 453/59.
- 2. Techn. Lieferbedingungen der DB, TL 918 300; Ausgabe-Datum: 1. 1. 56.

Die allgemeine Sehnensformel

Von G. Worch, München

Auf den Stabzug mit gelenkigen Knotenpunkten (Abb. 1) mögen die äußeren Lasten nur in den Knotenpunkten einwirken. Die einzelnen Stäbe bleiben dann auch nach der Formänderung gerade.

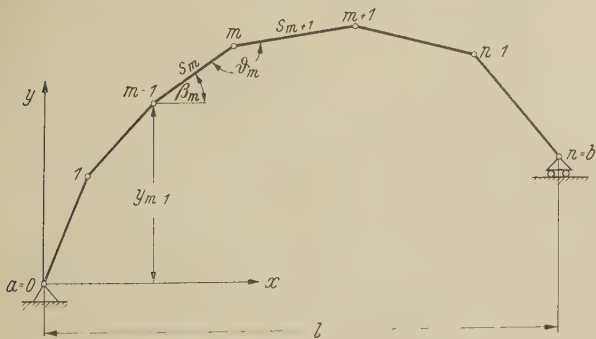


Abb. 1

Abb. 2 zeigt den Stab s_m vor und nach der Formänderung. Die Verschiebungen der Knoten seien u und v , die Drehungen der Stäbe φ (im Uhrzeigersinn positiv).

Der Vergleich der waagrechten Komponenten der Züge $m-1$, m , m' und $m-1$, $(m-1)'$, m' ergibt sofort

$$s_m \cos \beta_m + u_m = u_{m-1} + (s_m + \Delta s_m) \cos (\beta_m - \varphi_m)$$

oder

$$-u_{m-1} + u_m = (s_m + \Delta s_m) \cos (\beta_m - \varphi_m) - s_m \cos \beta_m$$

Mit

$$\cos (\beta_m - \varphi_m) = \cos \beta_m \cos \varphi_m + \sin \beta_m \sin \varphi_m \approx \cos \beta_m + \varphi_m \sin \beta_m$$

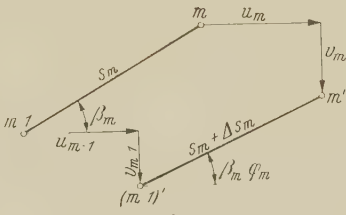


Abb. 2

wird unter Vernachlässigung eines kleineren Gliedes höherer Ordnung

$$-u_{m-1} + u_m = \varphi_m s_m \sin \beta_m + \Delta s_m \cos \beta_m$$

Setzt man noch

$$s_m \sin \beta_m = y_m - y_{m-1},$$

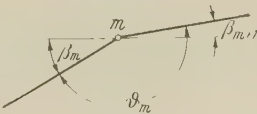


Abb. 3

so ergibt sich schließlich

$$-u_{m-1} + u_m = \varphi_m (y_m - y_{m-1}) + \Delta s_m \cos \beta_m.$$

Eine derartige Gleichung kann man für jeden Stab des Stabzuges anschreiben. Am festen Lager a angefangen ergibt sich

$$\begin{aligned} -u_0 + u_1 &= \varphi_1 y_1 + \Delta s_1 \cos \beta_1, \\ -u_1 + u_2 &= \varphi_2 (y_2 - y_1) + \Delta s_2 \cos \beta_2; \end{aligned}$$

$$-u_{m-2} + u_{m-1} = \varphi_{m-1} (y_{m-1} - y_{m-2}) + \Delta s_{m-1} \cos \beta_{m-1},$$

$$-u_{m-1} + u_m = \varphi_m (y_m - y_{m-1}) + \Delta s_m \cos \beta_m.$$

Durch Addition sämtlicher Gleichungen erhält man mit $u_0 = 0$

$$\begin{aligned} u_m &= y_1 (\varphi_1 - \varphi_2) + y_2 (\varphi_2 - \varphi_3) + \dots + \\ &+ y_{m-1} (\varphi_{m-1} - \varphi_m) + y_m \varphi_m + \sum_1^m \Delta s \cdot \cos \beta. \end{aligned}$$

Der Abb. 3 entnehmen wir

$$\vartheta_m = 180^\circ + \beta_{m+1} - \beta_m,$$

woraus sofort folgt

$$\Delta \vartheta_m = \Delta \beta_{m+1} - \Delta \beta_m = -\varphi_{m+1} + \varphi_m.$$

Damit ergibt sich

$$\begin{aligned} u_m &= y_1 \Delta \vartheta_1 + y_2 \Delta \vartheta_2 + \dots + \\ &+ y_{m-1} \Delta \vartheta_{m-1} + y_m \varphi_m + \sum_1^m \Delta s \cdot \cos \beta \end{aligned}$$

oder

$$u_m = \sum_1^{m-1} y \cdot \Delta \vartheta + y_m \varphi_m + \sum_1^m \Delta s \cdot \cos \beta.$$

Für das bewegliche Auflager b beträgt entsprechend

$$u_n = \Delta l = \sum_1^{n-1} y \cdot \Delta \vartheta + y_n \varphi_n + \sum_1^n \Delta s \cdot \cos \beta.$$

Liegen beide Lager a und b auf gleicher Höhe, so wird $y_n = 0$.

Wir erhalten dann die bekannte Sehnformel¹

$$\Delta l = \sum_1^{n-1} y \cdot \Delta \vartheta + \sum_1^n \Delta s \cdot \cos \beta.$$

¹ Vgl. z. B. F. Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure Bd. 1, 2. Aufl. S. 289, Berlin 1955.

Sicherung einer absturzdrohenden Felswand

Von Reg.-Baurat E. Fickert, Harburg, und Dr.-Ing. L. Müller, Salzburg

Anlässlich des baueologischen Studiums des Geländes zur Projektierung einer Umgehungsstraße bei Harburg/Schw. an der Bundesstraße 25 (Romantische Straße), in deren Verlauf neben schwierigen Kunstbauten zwei Straßentunnel vorgesehen sind, wurde man auf einige absturzdrohende Felspartien an dem direkt über der Stadt ansteigenden Schloßberg aufmerksam. Die geologische Begutachtung durch das Bayer. Geolog. Landesamt bestätigte die akute Absturzgefahr eines rd. 600 m³ großen Felsens (Abb. 1) und veranlaßte die verantwortlichen Stel-

len, ein mit der Lösung derartiger Aufgaben besonders vertrautes Ingenieurbüro zu beauftragen, Vorschläge für geeignete Sicherungsmaßnahmen zu erstellen, über deren bauliche Ausführung im folgenden berichtet werden soll.

1. Allgemeine geologische Verhältnisse

Die Umgebung von Harburg gehört dem Riesrandgebiet an und besteht in seinem geologischen Aufbau aus Gesteinen des Weißjura in Form von mehr oder weniger flach liegenden Schichtkalke, die nach oben in ungeschichtete Massenkalk übergehen, und aus Gesteinen älterer Formationen, die erst in der Tertiärzeit im Gefolge der mit vulkanischen Vorgängen zusammenhängenden Entstehung des Rieses gewaltsam in ihre Lage befördert wurden und dadurch, gegenüber den „normalanstehenden“ Weißjura-Gesteinen, als „ortsfremd“ zu bezeichnen sind.

Der Harburger Schloßberg gehört dem „normalanstehenden“ Weißjura an und besteht aus massigen Felsenkalken, die nach unten in geschichtete Kalke übergehen. Der ganze Berg ist von mehreren steilstehenden nord-südstreichenden Störungen durchzogen. Außerdem sind hier aber der sonst durch seine Dichte und Festigkeit ausgezeichnete Felsenkalk, wie auch die darunter- und dazwischenliegenden Schichtkalke durch die Bewegung der Erdkruste bei den vulkanischen Vorgängen der Riesbildung stark zerrüttet, d. h. von zahlreichen feinen Sprüngen nach allen Richtungen durchsetzt, neigen daher zu kleinstückigem Zerfall und unterliegen starken Witterungseinflüssen, insbesondere durch Frost.

2. Vorschläge zu Sicherungsmaßnahmen

Auf Grund des geologischen Gutachtens wurde eine möglichst genaue Aufnahme der Felspartie durchgeführt. Die deutlich zutage getretenen Großklüfte im Gestein wurden nach ihrem Streichen und Fallen genau eingemessen. Das Lotbild zeigte dabei deutlich, daß die Ablösungsklüfte etwa in Richtung 90°/80°–90° einfallen, während die Querklüfte eine mittlere Stellung von 210°/70° haben. Schichtklüfte waren kaum festzustellen.

Nach Abschluß dieser für die Bearbeitung und Berechnung notwendigen Aufnahmen schienen zwei Möglich-



Abb. 1. Felspartie mit Arbeitsgerüst.

keiten zur Lösung der gestellten Sicherungsaufgabe grundsätzlich möglich:

1. Anheften der absturzgefährlichen Felsteile durch Verankerung in dem dahinter anstehenden gesunden Fels;

2. Abräumung der absturzdrohenden Felsteile.

Eine Stützung der gelockerten Felsteile durch Mauerpfeiler sowie die Sicherung der unten liegenden Gebäude durch eine Schutzmauer oder einen Wall schieden aus technischen und wirtschaftlichen Gründen aus.

Der Sanierungsvorschlag 1

— Anheften durch Verankerung — verfolgt die Lösung, die Felskulisse in ihrer derzeitigen Form zu belassen, sie durch Verankerung in die rückwärtige gesunde Felspartie zu befestigen und nur die losen Steinbrocken abzuräumen. Dabei besteht die Verankerung der Felskulisse, die abzukippen und abzugleiten droht, aus einer oberen Ankerreihe, welche das Kippen der Felskulisse zu verhindern hat, und einer unteren Ankerreihe, die im Zusammenwirken mit einem Betonfußbalken ein Abgleiten und Abstürzen unmöglich machen soll (Abb. 2). Die Hohlräume zwischen den Felskulissen müssen dabei sorgfältig ausgeräumt und mit Magerbeton verfüllt werden. Mit der Verankerung und der Verfüllung der Felspalten ist dann einerseits die in labilem Zustand befindliche Felskulisse gesichert und andererseits die treibende Wirkung der Klemmböcke und des Frostes beseitigt bzw. verhindert.

Der Vorschlag 2

— Abräumung der Felskulisse — stellt ebenfalls einen Weg zur Abwendung der bestehenden Gefahr dar.

Die Durchführung dieser Maßnahme bringt jedoch erhebliche Schwierigkeiten. Wegen der unmittelbaren Nähe der bewohnten Gebäude ist es nicht möglich, Sprengungen so vorzunehmen, daß genügend Sicherheit für den Bestand der untenliegenden Gebäude besteht. Der Abbruch der Felskulisse ist damit nur in steinbruchmäßiger Art, d. h. durch Abkeilen kleinerer Felsstücke nach Schräg-Schnitten, denkbar. Eine außerordentlich große Gefahr besteht jedoch noch darin, daß durch die Erschütterungen des Bohrens sowie durch Schwergewichtsverlagerung beim Abbruch der Absturz einer größeren Felspartie mit unabsehbaren Folgen erfolgen kann.

Nach dem Lösen und Abwerfen von rd. 600 bis 700 m³ Fels besteht die Gefahr, daß die verbleibende steilstufige Wand mit ihren rd. 90°/85° anstehenden Kluftflächen auf lange Zeit auch nicht stehen bleiben wird, da sie einerseits dem Talzusub unterliegt, andererseits in weitere 2—3 m mächtige Felskulissen aufgespaltet ist, so daß der derzeit vorhandene Zustand sich in späterer Zeit zu wiederholen droht und wahrscheinlich die Notwendigkeit besteht, sofort eine, wenn auch leichtere Verankerung der stehenbleibenden oberen Felspartien vorzunehmen.

3. Konstruktive Ausbildung

Die Standberechnung zur Verankerung der Felswand für die Bemessung der Rückhalterkräfte wurde unter der Annahme aufgestellt, daß die vorderste Felskulisse vor dem Absturz steht. Daraus ergab sich, daß zur Sicherung 7 Anker aus St 52 ϕ 48 mm, davon 3 in einer oberen Ankerreihe und 4 in einer unteren Reihe notwendig sind, um die absturzbedrohte Felspartie zu befestigen. Ein lastverteilender, kräftig armierter Betonbalken in der unteren Ankerreihe wird zur Abstützung des Überhanges gegen Abscheren oder Abgleiten notwendig. Jeder Anker hat etwa 30 t Last zu übernehmen und erhält unter Berücksichtigung des Kriechens eine Vorspannung von 35 t, damit die rechnerisch ermittelte Zugkraft sofort wirksam

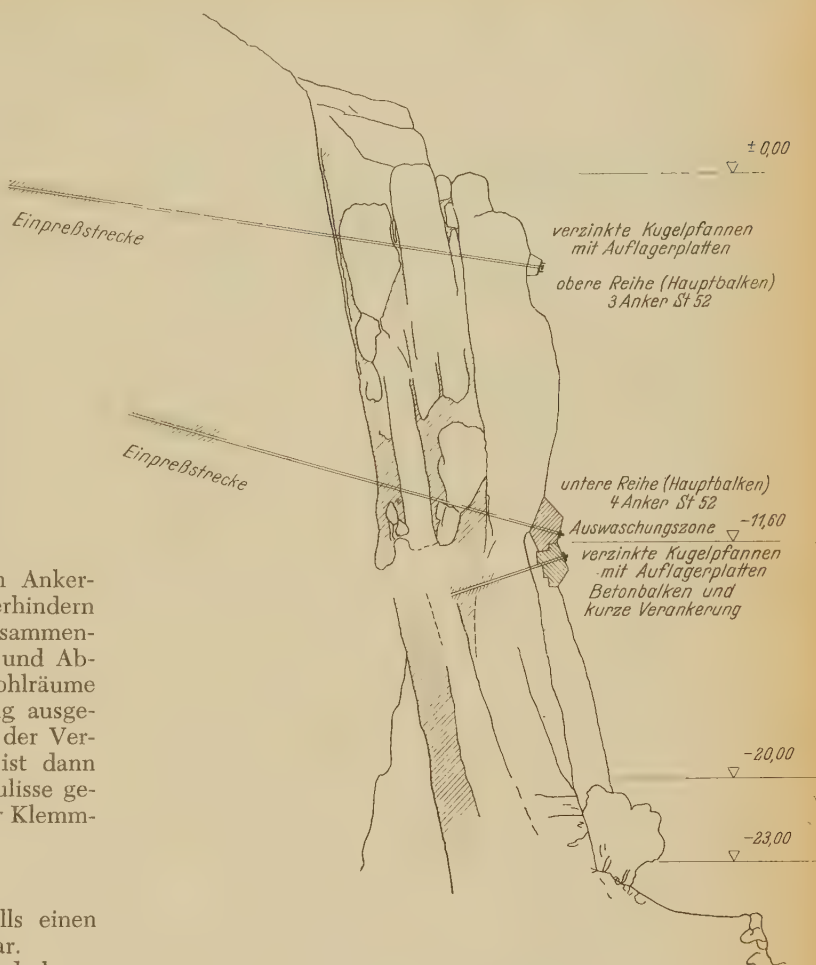


Abb. 2. Querschnitt durch Felskulisse.

wird und die Felskulisse den Verschiebungsweg, der sich aus der Dehnung des Ankers von σ_0 auf $\sigma_{\max}$ ergibt, nicht mitzumachen braucht. Die in einer absolut standfesten, spaltenfreien Gebirgszone durchzuführende Befestigung der Anker erfordert eine Einpreßstrecke von rd. 4 m Länge zur Aufnahme der Zugkräfte mittels Ankerhaftreibung. Die Ankerneigung beträgt $+15^\circ$, um gegebenenfalls auftretende Scherkräfte tunlichst zu verhindern.

Nach Durchführung dieser Maßnahmen erhöht sich die Sicherheit gegen Kippen der Felskulisse, bei Annahme

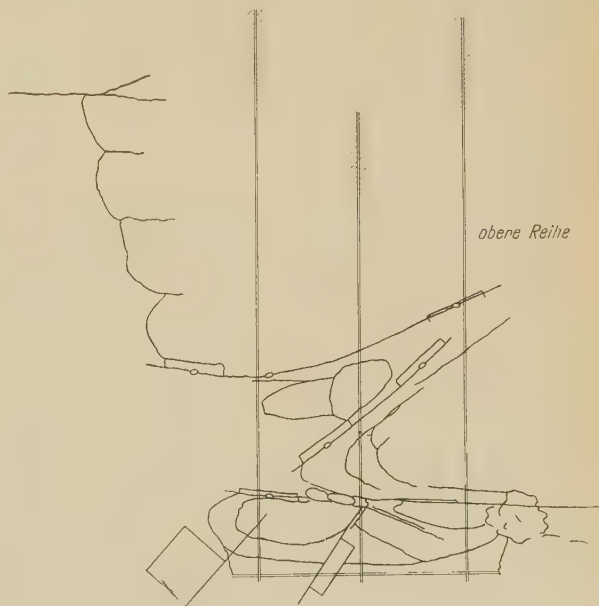


Abb. 3. Draufsicht.

eines rückdrehenden Moments von 675 mt, auf $s = 1,5$; gegenüber Abgleiten und Abscheren auf $s = 1,39$; gegenüber dem angenommenen derzeit gerade noch in Ruhe befindlichen Zustand $s = 1,0$.



Abb. 4. Lastverteiler Betonbalken.

4. Ausschreibung

Die Arbeiten wurden entsprechend den beiden möglichen Vorschlägen unter sechs besonders erfahrenen, leistungsfähigen Bauunternehmen ausgeschrieben. Die Angebotsstellung erfolgte im Leistungsvertrag mit in einzelne Leistungen aufgliederten Positionen; Wahlangebote waren zugelassen.

Bei der Angebotseröffnung zeigte sich, daß bei sämtlichen Angeboten die Kosten für das Abräumen des Felsens um rd. 25% höher lagen als für Verankerung der Felspartie, wobei die Leistung für zusätzliches Verankern der restlichen stehenbleibenden Felskulisse noch nicht berücksichtigt war. Dieser Kostenunterschied ergab sich im wesentlichen durch die Notwendigkeit stärkerer provisorischer Absturzsicherungen und Hilfsgerüste am Felskörper und den hohen Kosten für das Abschrämen und Abtransportieren der verhältnismäßig großen Felsmassen unter schwierigen Umständen.

5. Baudurchführung

Entsprechend dem Ausschreibungsergebnis entschied sich der Bauherr für Verankerung der Felspartie.

Die Arbeiten wurden an eine in Felsbohrungen und -verankerungen erfahrene Firma vergeben, die auch über das geeignete Personal verfügte. Die Arbeiten verlangten vor allem ein äußerst behutsames Vorgehen und verständnisvolles Einfühlen in die gestellte Aufgabe, wobei die Reihenfolge der Arbeiten einzig und allein nach dem Gesichtspunkt maximal erreichbarer Sicherheit bestimmt war.

Zum Zwecke der Kontrolle wurden vor Beginn der Arbeiten Meßstrecken an der Krone der Felspartie über den Felsspalten eingebaut, die einerseits der Beurteilung der Bewegung vor und während der Arbeit, andererseits der Sicherung der Arbeiter und der Umgebung dienen sollten. Die Meßstrecken, die täglich zweimal abgelesen wurden, dienten außerdem zur Wahrnehmung evtl. Auswirkungen des Anspannens der Anker und erlaubten Ablesungen mit Schublehre bzw. Mikrometermessung in drei Richtungen. Die Messungsergebnisse zeigten, daß sich die Felspartie tatsächlich in einer zwar langsamen, aber stetigen Bewegung befand und insbesondere bei plötzlichen starken Witterungswechseln das Auftreten gewisser Gefahrenmomente vorhanden war.

Vor Inangriffnahme der eigentlichen Bauarbeiten wurde zum Schutze der umliegenden Häuser am Fuße der Felspartie ein elastisch wirkender Zaun aus gerammten Schienen und durch Drahtseil untereinander verbundener Eisenbahnschwellen errichtet, welcher evtl. abstürzende Fels-trümmer abzufangen hatte. Nach Einrüstung der gesamten Felskulisse mit einem Stahlrohrgerüst wurde mit den Bohrarbeiten für die Anker als Rotationsbohrung mit 100 mm ϕ in der unteren Ankerreihe begonnen. Der Versuch, mit Preßluftschlämmern Löcher für Steckseisen zur besseren Betonbalkenverankerung zu bohren, mußte sofort aufgegeben werden, da die Erschütterung der Bohrungen das gesamte Felsgefüge beunruhigte.

Beim Bohren der mit 15° nach oben geneigten Ankerlöcher mit einer elektrischen Kernbohrmaschine in 15 m Höhe mit Wasserspülung von höchstens 2 atü Druck ergaben sich Schwierigkeiten durch Gesteinsnachfälle in Spalten und bereits aufgebohrten Strecken, so daß an beiden Enden des Kernrohres Bohrkrone mit Widiaeinsätzen $\phi 100$ gebracht werden mußten, die ein Zurückbohren erlaubten. Die größeren Spalten, die sich besonders störend durch Ausbleiben des Bohrwassers zeigten, wurden mit Hilfe von Blechrohren auf einfache Weise verbohrt.

Entsprechend der Klüftung des Gesteins ergab sich eine verankerungsfähige Felsschicht in der unteren Ankerreihe bei etwa 16 m Tiefe, in der oberen Ankerreihe bei etwa 19 m Tiefe.

Der etwa 1,8 m hohe Stahlbeton-Tragbalken der unteren Ankerreihe wurde in 2 Teilen hergestellt, und zwar in einem unteren Stützbalken, der mit 4 kurzen Ankern fest gegen den Fels angespannt wurde und dem sich darauf abstützenden Hauptbalken. Die Betonschalung des Balkens mußte auf das Stahlrohrgerüst abgestützt werden, das entsprechend stark auszubilden war und außerdem gegen den Fels verankert wurde. Die Armierung des Balkens ist aus Abb. 3 ersichtlich, aus der auch deutlich die Ankerumhüllungen zu ersehen sind.

Die eingebauten Zuganker bestehen aus St 52/11 $\phi 50$ mm mit eingeschnittenem Gewinde M 48. Die einzelnen Ankerstücke von ca. 6 m Länge wurden mit Muffen auf die genaue Ankerlänge aneinandergefügt. Die Injektionsstrecke wurde mit Lederpackern (Abb. 7) so gut abgedichtet, daß die zwischen dem Spannkopf und der Haftstrecke liegende Ankerlänge keine Berührung mit den Felsteilen hat, um eine einwandfreie Übertragung der Zugkräfte in die gewählte tragfähige Felsschicht zu gewährleisten. Der frei im Bohrloch liegende Anker wurde durch Bitumenanstrich mit Juteeinlagen gegen Korrosion geschützt. Die $\frac{1}{4}$ " starken Injizierrohrchen wurden mit Abstandhaltern auf den Ankern angebracht, wobei durch ein kürzeres Rohr die Injiziermasse eingebracht wurde und das bis zum Ende der Injizierstrecke laufende zweite Rohrchen als Kontrollrohr für die sichere Füllung der Verpreßstrecke diente. Die Verpressung mit Zementmörtel bei Drücken bis etwa 7 atü mit einer langsam laufenden Pumpe zeigte, daß die ursprünglich vorgesehene Injiziermischung von 1 Teil Zement und 1 Teil Wasser bei kleinstückigem Fels nicht ausreichend ist und eine möglichst steife Zementschlempe im Verhältnis 3 : 1 mit 10 % Betonit-

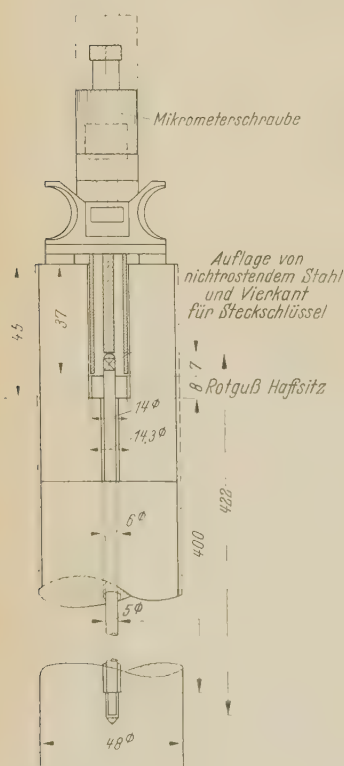


Abb. 5. Mikrometerschraube samt Taststift als Ankermeßvorrichtung.

zusatz erst einen Druckanstieg ergab, der die absolute Füllung der Injizierstrecke und das Auspressen des Wassers aus dem Injizierraum gewährleistete.

3 Wochen nach dem Injizieren wurden die Anker gegen die vorher betonierten, druckverteilenden Stahlbeton-



Abb. 6. Gesicherte Felskulisse.

balken stufenweise nach einem genauen Zeitprogramm, gleichzeitig mit dem Fortschreiten der Spaltenverfüllung, mit einer 60-t-Vorspannpresse auf die rechnerisch notwendige Vorspannkraft von 35 t gebracht. Um einen allseits gleichmäßigen Druck auf die Betonplatte zu gewährleisten, wurde der Spannkopf, aus zwei in Form einer Kugelpfanne aufeinanderliegenden Stahlplatten ausgebildet, gegen die zwei Kontermuttern mittels der Vorspannpresse gedrückt wurden.

Die Betonierung der Betonbalken war äußerst schwierig, da die Mischanlage rd. 100 m schräg über der Baustelle liegend aufgestellt werden mußte und der Beton in plastischem Zustand durch 50 bis 60 m lange Hosenrohre zur Verarbeitungsstelle zu transportieren war. Wegen der kalten Jahreszeit im Januar 1955 wurde Z 325 verwendet. Die damit erreichten Festigkeiten betrugen im Mittel 480 kg/cm².

In 3 Vorspannankern wurden Mikrometer-Meßstrecken entsprechend Abb. 5 eingebaut, an denen in den ersten 5 Jahren Messungen über die Änderung der Vorspannkraft angestellt werden sollen, um gegebenenfalls ein Nachspannen zu veranlassen.

Ein Beitrag zur Frage der horizontalen Wanddrücke bei der Leerung von engräumigen Silos

Von Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel, Darmstadt

Bei engräumigen Silos, d. h. solchen, deren Höhe ein Mehrfaches der Querschnittsabmessungen (z. B. Radius bzw. Quadratseite bzw. kleinste Rechteckseite) beträgt, geht ein mit z (Abb. 1) zunehmender Teil des Füllgutgewichtes durch Reibung unmittelbar als Normalkraft in die Silowände, so daß der horizontale Wanddruck p_w langsamer zunimmt als z und sich sehr bald asymptotisch einem Grenzwert nähert. Es ist ferner bekannt, daß beim Entleeren der Wert p_w zunimmt. Ich erkläre mir dies weniger daraus, daß sich etwa im Füllgut Gewölbe mit entsprechenden Horizontalschüben bilden, als im wesentlichen

Beim Anspannen der Anker war noch besonders zu beachten, daß gleichzeitig mit dem stufenweisen Anspannen die Ausbetonierung der Spalten vor sich gehen mußte, damit keinerlei Veränderungen in der Stabilität der Felskulisse eintreten konnte.

Nach Durchführung dieser Arbeiten, die bei dem raschen Bewuchs der Kalkfelsen den geringsten Eingriff in die Natur und die bizarre Form der Jurafelsen bedeuten, erscheint die Standsicherheit der gefährdeten Felspartie nach menschlichem Ermessen für einen Zeitraum, der der Lebensdauer mehrerer Generationen entspricht, gesichert (Abb. 6).

Wesentlich zum Gelingen dieser erstmals durchgeführten Sanierungsmaßnahme trug die reibungslose und von allen Teilen mit größtem Verantwortungsbewußtsein getragene Zusammenarbeit von Firmen, Ingenieurbüro und Bauherrschaft bei.

Beim Neubau der Umgehungsstraße Harburg wird z. Z. die Sanierung einer weiteren unter Naturschutz stehenden 250 m langen Felspartie vorgenommen, bei der alle in der modernen Felssicherung vorkommenden Siche-

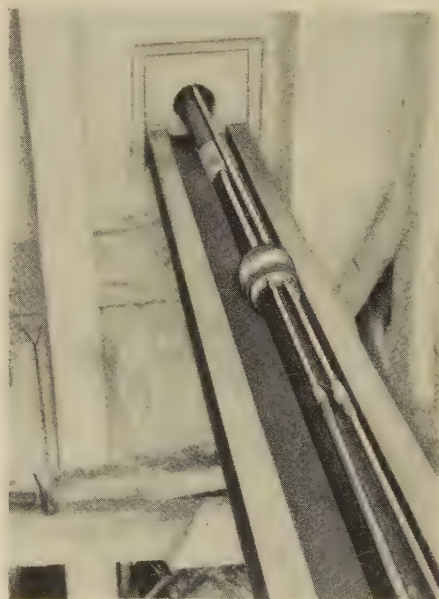


Abb. 7. Anker mit Injizierrohren und Packern.

rungsmöglichkeiten zur Ausführung gelangen. Über das Ergebnis dieser Arbeiten wird nach ihrer Fertigstellung berichtet, da angenommen wird, daß die Probleme der Felssicherung in der Nähe von Verkehrsstraßen dem Straßenbauer immer mehr begegnen und insbesondere bei Neuplanungen besondere Beachtung verdienen.

Literatur

L. Müller: Die Darstellung geologischer Flächen in Bauplänen, 20 (1953).

daraus, daß beim Entleerungsvorgang die ruhende Masse des Füllguts in Bewegung gerät und damit die Reibung zwischen Füllgut und Wand sowie die innere Reibung vermindert wird. Über das Ausmaß dieser Zunahme findet man in der Literatur nur wenige Angaben. Nakonz [1] gibt für Getreidesilos eine Zunahme um 10 % an.

Ein Bauschaden an einem Kohlsilo, den der Verfasser kürzlich zu begutachten hatte, lieferte einen interessanten Beitrag zu dem Problem und sei nachstehend erörtert.

Das Tragwerk des Silos wird aus einer Stahlkonstruktion gebildet, die aus lotrechten geschlossenen Rahmen

(Spanten) und dazwischenliegenden waagrechten Querträgern besteht; über die Querträger sind Stahlbetonwände gespannt (Abb. 2). Die Breite der Silozelle normal zur Bildebene beträgt 7,7 m.

Als der mit Bunkerkohle, charakterisiert durch einen Böschungswinkel von 30°, gefüllte Silo angezapft wurde, traten Verformungen ein, deren Ausmaß sie als schwere

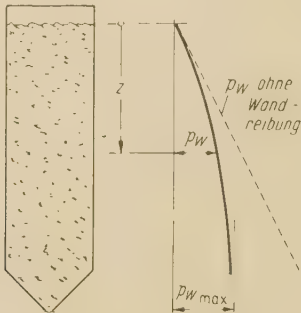


Abb. 1. Verlauf des Wanddrucks in einem Zellsilo.

Bauschäden kennzeichnete: Die Mittelspanten und einzelne Querträger erlitten plastische Durchbiegungen, d. h. die größten Randspannungen hatten die Fließgrenze

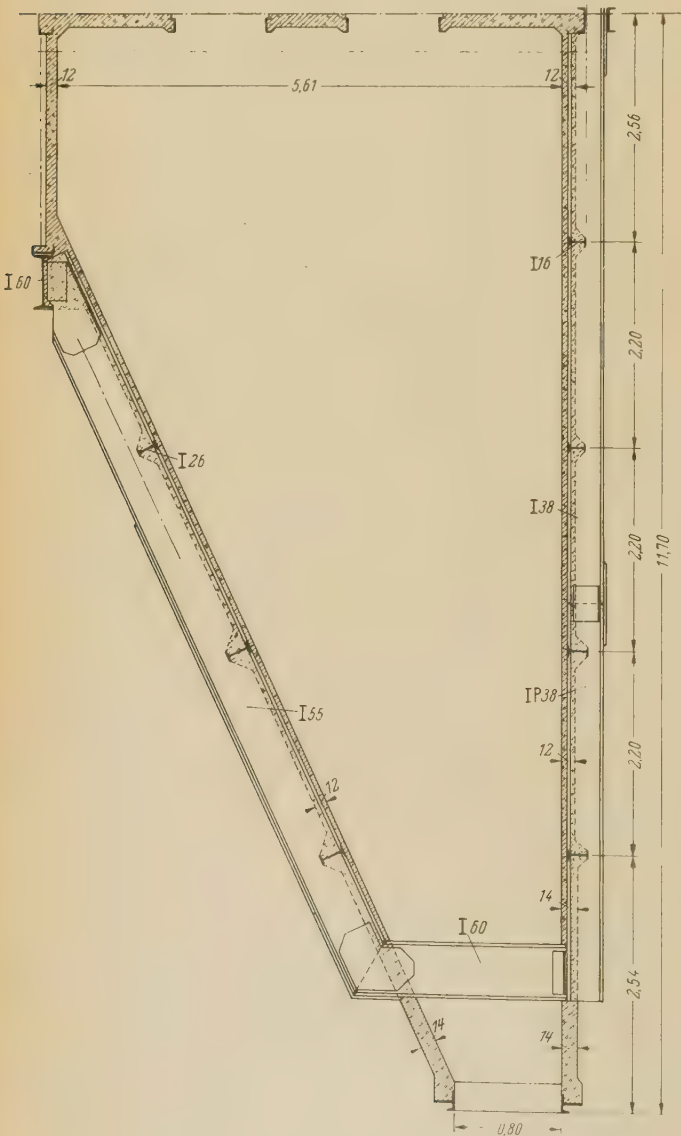


Abb. 2. Schnitt.

überschritten; die im dritten Feld (von oben gerechnet) gelegene Stahlbetonwand war mit waagrechten weit klaffen den Rissen normal zur Tragrichtung zerstört worden; der Bruch war im Feld und über den angrenzenden Stützen eingetreten.

Am sichersten läßt sich der waagrechte Wanddruck aus den Verformungen der lotrechten Spanten ermitteln (Abb. 3), da deren wirksamer Querschnitt in erster Näherung als reiner Stahlquerschnitt behandelt werden kann, während bei dem Querträger eine gewisse Verbundwirkung mit der Stahlbetonplatte zu erwarten ist, die wegen des Fehlens von Verbundmitteln schwer abzuschätzen ist. Auch die deformierte Stahlbetonplatte als Grundlage für eine Ermittlung der wirkenden Kräfte würde nicht den klaren Einblick gestatten wie der lotrechte Spant. Man erkennt in der Biegelinie des Spants zwei gegenläufige Fließstellen, und zwar eine in etwa 3,30 m Tiefe, die zweite in etwa 7,60 m Tiefe, von der oberen Auflagerachse des Spants an gerechnet. Mit einer Fließspannung von 2,4 t/cm² errechnen sich folgende Schnittmomente (die Spannung durch Normalkraft wird in der oberen Fließstelle mit 0,4 t/cm² und in der unteren mit 5,15 t/cm² abgeschätzt):

- Obere Fließstelle: Profil I 38
 $W = 1260 \text{ cm}^3$
 $M_F = 2,0 \cdot 12,6 = 25,2 \text{ mt}$
- Untere Fließstelle: Profil IP 38
 $W = 2680 \text{ cm}^2$
 $M_F = 2,25 \cdot 26,80 = 60,4 \text{ mt}$

Das Moment in Höhe der Silooberkante ist, abgesehen von einer geringfügigen konstruktiven Einspannung, gleich Null. Der lotrechte Spant kann, wie in Abb. 3 dargestellt, als Balken auf 2 Stützen betrachtet werden, der sich von Silooberkante bis zur unteren Fließstelle spannt und oben gelenkig gelagert ist, während am unteren Lager ein Moment von 60,4 mt angreift. Bei bekannter Belastungsform des Balkens läßt sich die Maximallast $\max p$ berechnen. Diese Form wird die der p_w -Kurve der Abb. 1 haben. Man wird aber keinen großen Fehler begehen, wenn man

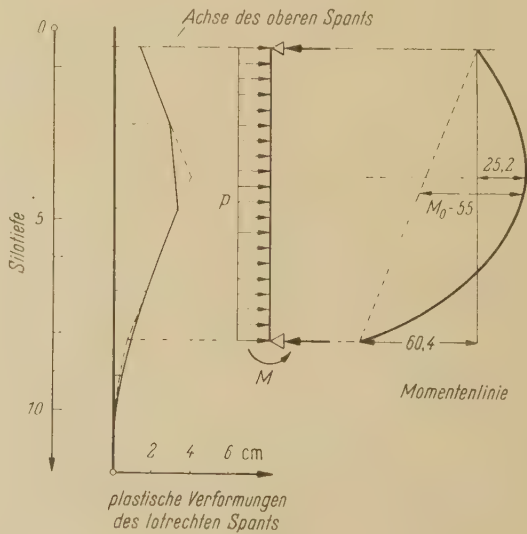


Abb. 3.

konstanten Wanddruck p_w annimmt. Bei einem Einzugsgebiet des Spants von 2,77 m beträgt die Linienlast des Spants

$$p = 2,77 p_w = 8 M_0 / l^2 = 8 \cdot 55 / 7,6^2 = 7,6 \text{ t/m}$$

und

$$p_w = 7,6 / 2,77 = 2,75 \text{ t/m}^2.$$

Im Hinblick darauf, daß nur der reine Stahlquerschnitt, ohne Verbund mit dem Plattenbeton, und ein konstanter Wanddruck angenommen wurde, darf dieser p_w -Wert als untere Grenze betrachtet werden.

Ein Vergleich dieser aus den Deformationen mit den aus der Rechnung bestimmten waagrechten Drücken ergibt folgendes Bild: Der mit einem Böschungswinkel von 30° nach der eingangs erwähnten üblichen Theorie (Erddruck mit Berücksichtigung von Reibung zwischen Schüttgut und Wand) ermittelte Wanddruck (Ruhedruck) im Feld c errechnet sich zu $1,16 \text{ t/m}^2$. Der bei dem Leerungsvorgang aufgetretene gemessene Druck betrug aber mindestens das $2,75/1,16 = 2,37$ fache des Ruhedrucks.

In Frankreich ist die Drucksteigerung bei der Silo-entleerung, die man als dynamischen Effekt bezeichnen kann, bisher stärker beachtet worden. Über Versuche mit Spannungsmessungen am Bauwerk und einen konstruktiven Vorschlag, diesen dynamischen Effekt zu vermeiden, berichtet M. Reimbert [2]. Einleitend werden Bauschäden an mehreren Silos mitgeteilt, die ganz ähnlich wie die oben beschriebenen in Form von erheblichen Verformungen beim Entleerungsvorgang auftraten. Der Silo, an dem die Versuche vorgenommen wurden, hatte

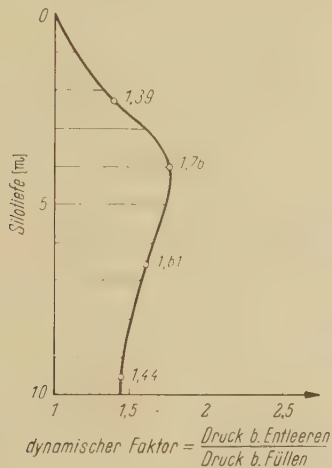


Abb. 4. Erster Versuch.

quadratischen Querschnitt mit $4,10 \times 4,10 \text{ m}^2$ Innenfläche und eine Höhe von 10 m. Die Tragkonstruktion bestand aus einem Stahlskelett, das mit gefalteten Stahlblechen ausgefacht war. Es wurden die Dehnungen an 11 (1. Versuch) bzw. 14 (2. Versuch) Stellen mit elektrischen Dehnungsmessern (strain gauges) gemessen, und zwar jeweils beim Einfüllen und beim Entleeren. Auf diese Weise erhält man den dynamischen Effekt unmittelbar durch den Vergleich zweier Messungen und umgeht einen möglichen Fehler, der durch Vergleich eines gerechneten mit einem gemessenen Wert entsteht. Gemessen wurde in Abständen von 2,20 m, 4,00 m, 6,50 m und 9,50 m unter Oberkante Silo beim 1. Versuch und 2,20 m, 5,20 m, 9,00 m und 9,70 m beim 2. Versuch. In den Abbildungen 4 und 5 ist über die Höhe der Silos der dynamische Effekt als Verhältnis von Entleerungs- zu Ruhedruck aufgetragen.

Als Füllgut wurde Getreide benutzt. Über die Geschwindigkeit beim Füllen und Entleeren ist nichts angegeben, es ist nur gesagt, daß beides stetig erfolgte. Die Unterschiede in den Meßergebnissen führt Reimbert auf vermutliche Abweichungen in den Versuchsgeschwindigkeiten zurück. Der im 2. Versuch festgestellte dynamische

Effekt von 2,39 ist zufällig gerade so groß wie der bei dem Kohlsilo von mir oben festgestellte Wert von 2,37.

Reimbert berichtet dann von einer erfolgreichen konstruktiven Maßnahme, um den dynamischen Effekt zu vermeiden. Dies sei an der Abb. 6 im Prinzip erläutert. Offenbar muß vermieden werden, daß beim Entleerungsvorgang die gesamte Füllmasse in Bewegung gerät und dadurch die Reibung zwischen Füllgut und Silowand sowie die innere Reibung nachläßt und so eine Annäherung an einen

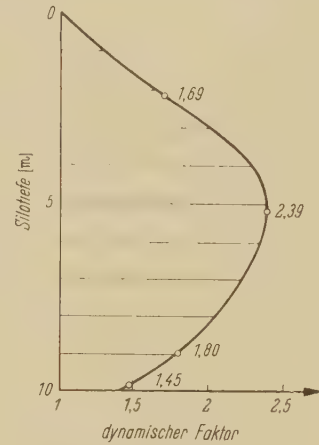


Abb. 5. Zweiter Versuch.

hydrostatischen Zustand eintritt. Es wird in der Längsachse des Silos ein in gewissen Längsabständen durchlöcherter Rohr bis zur Entleerungsöffnung angeordnet. Sei der Spiegel des Füllgutes a, b, c, d , dann gerät beim Öffnen nur die der Fläche $a, b, c, d, a', b', c', d'$ entsprechende Masse in Bewegung, während die Masse unterhalb a', b', c', d' in Ruhe verbleibt. Ich möchte annehmen, daß Form, Größe und Abstand der Öffnungen wichtig sind, damit das Füllgut allein durch die dem jeweiligen Füllgut-niveau entsprechenden Öffnungen b, c und nicht auch durch die weit darunter liegenden Löcher n, o gleichzeitig durchfließt. Hieran werden sie bei entsprechender Lochgröße durch den senkrechten Füllungsdruck und hierdurch entstehende Reibung gehindert. Hierüber sagt Reimbert allerdings nichts. In Versuchen an 20 m hohen Getreidesilos ist nachgewiesen worden, daß das gelochte Rohr (Entlastungsrohr) tatsächlich das Auftreten des dynamischen Effekts vermeidet, d. h. Ruhedruck = Entleerungsdruck.

Es erhebt sich abschließend die Frage, warum Bauschäden an Silos infolge des dynamischen Effekts beim Leeren nicht häufiger beobachtet werden. Es scheint kein Zweifel erlaubt, daß dieser Effekt tatsächlich auftritt. Die Erklärung dürfte sein, daß in der Mehrzahl der Fälle die vorgeschriebenen Sicherheiten ausreichen, um die Entleerungsdrücke aufzunehmen. Allerdings geht dies auf Kosten der baulichen Sicherheit. Daß dies höchst unerwünscht ist, bedarf keiner Erörterung.

Weitere systematische Versuche an Modell und Bauwerk erscheinen dringend erforderlich.

Literatur

1. Nakonz: Beitrag „Silos“ im Betonkalender, Berlin 1955, zweiter Teil, S. 328.
2. Reimbert: Surpression dans les silos lors de la vidange, Travaux 38 (1954) S. 780.

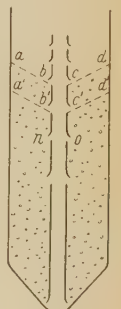


Abb. 6.

Kurze Technische Berichte

Neuartige Energieumwandlung bei großen Fallhöhen durch die Doppelsprung-Schanze

Für den projektierenden Wasserbauer ist bei Abstürzen oder Wehranlagen die Frage der unterstromigen Bettsicherung von größter Bedeutung. Die kinetische Energie des Wasserstrahles muß umgewandelt werden, bevor dieser auf die unbefestigte Flußsohle auftritt. Nur bei gutem, festem Felsgrund kann im allgemeinen auf ein Sturzbett verzichtet werden. Da in Deck-

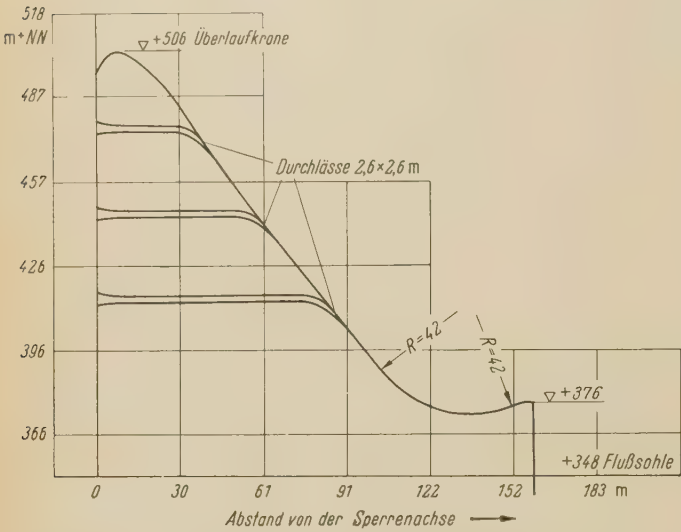


Abb. 1. Längsschnitt durch eine Hochwasserentlastung mit freiem Abfluß.

walzen die kinetische Energie sehr gut durch Misch- und Stoßverluste umgesetzt wird, ist dies eine gebräuchliche Lösung. Zwar muß die Bildung der Walze auf dem befestigten Sturzbett erfolgen, um zu tiefe Kolke unterhalb des Bauwerkes zu

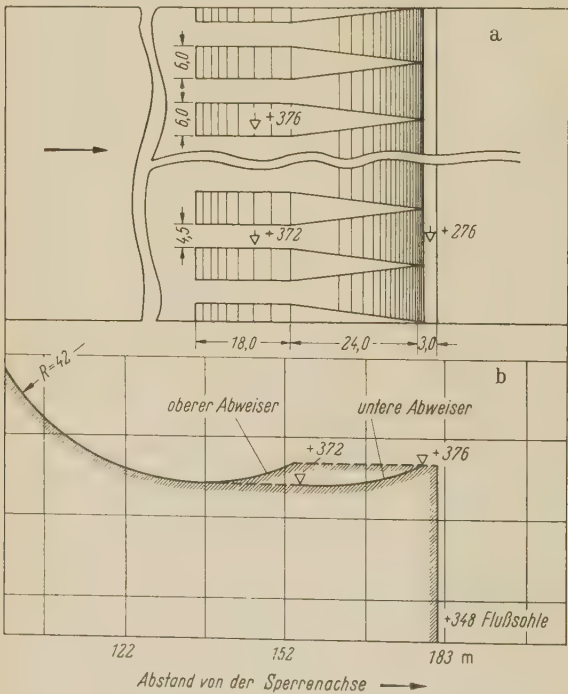


Abb. 2. Einzelheiten der Doppelsprung-Schanze.
a) Grundriß; b) Längsschnitt.

vermeiden. Ist das Unterwasser nicht ausreichend, schafft man durch entsprechende Lage des Tosbettes ein genügendes Wasserpulster. Zusätzlich werden meistens noch Endschwellen, Zahnschwellen, versetzte Blockreihen usw. eingebaut. Auch ist versucht worden, bei Schußstrecken durch ausreichende Belüftung

ein Wasser-Luft-Gemisch zu schaffen, das infolge seiner geringeren Dichte an Schleppkraft verliert.

In Indien war es innerhalb der letzten 15 Jahre üblich, am Anfang und am Ende des horizontalen Sturzbettes zueinander versetzte Blockreihen als Strahlaufreißer anzuordnen. Bei Anlagen mit großer Stauhöhe wird das Problem der Energieumwandlung infolge der hohen Abflußgeschwindigkeiten erheblich schwieriger. Beispielsweise versuchte man beim Loksoo-Dam in Südafrika Teilenergien durch in der Abschußrinne aufbetonierte Blöcke umzusetzen. Bei mittleren Fallhöhen mag diese Lösung noch befriedigen, für hohe Talsperren mit entsprechendem Wasserspiegel dagegen reicht die Wirkung solcher Maßnahmen nicht aus, es entstehen unterhalb des Bauwerkes tiefe Kolke.

Deshalb hat man bisher bei großem Druck Tosbecken, meistens mit Gegenschwelle zur Energieumwandlung, entworfen und ausgeführt, oder, wie beim Grand Coulee Dam mit dem 167 m hohen Staudamm, das Hochwasser in ein tiefliegendes Tosbett am Sperrenfuß geleitet. Manchmal wird auch eine Schußrinne (Abb. 1) mit freiem Überlauf und Abfluß gewählt. Zwar spült das Wasser bei dieser Art noch tiefe Kolke aus, aber sie liegen verhältnismäßig weit vom luftseitigen Fußpunkt der Sperre entfernt. Aber auch diese starken Auswaschungen sind im allgemeinen wegen der Uferbefestigungen unerwünscht. Da aber bei dieser bautechnisch einfachen Art der Wasserabfuhr über den Damm auch noch Raum für das Krafthaus verbleibt, wäre eine Lösung, die dieser im Prinzip entspricht, dabei aber starke Kolkerscheinungen vermeidet, sehr aussichtsreich. Mit diesem Ziel führten zahlreiche Modellversuche in kleinem und großem Maßstab zu einem neuen Typ der Hochwasserentlastung mit dem die Arbeitsweise charakterisierenden Namen „Doppelsprung-Schanze“. Seine Verwendung ist nicht nur auf den freien Überlauf beschränkt, sondern kann mit gleicher Wirkung sowohl bei einem Tosbecken als auch bei einem Tosbett arbeiten.

Am Ende des freien Abschusses finden wir strahlspaltende Blöcke, die tangential an die vorhandene Krümmung des Schußbodens anschließen und entsprechend hoch, in diesem Fall um 4,0 m, führen (Abb. 2). Nach insgesamt 42,0 m Länge binden sie in die gewölbte Endschwelle auf gleicher Höhe (376,0 m + NN) ein. Das mit großer Geschwindigkeit von der Krone auf dem schrägen Sperrenrücken herabschießende geschlossene Wasserband wird vor der Endschwelle durch diese 6,0 m breiten Wölflächen aufgespalten, eine Teilwassermenge löst sich ab und schießt schräg in die Luft. Die Umlenkung der Restwassermenge

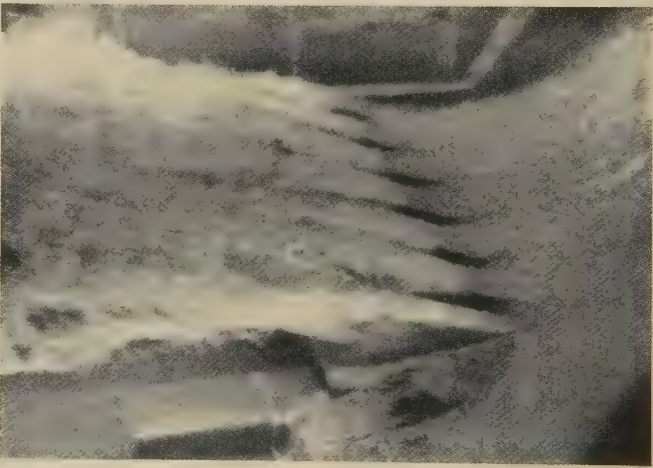


Abb. 3. Modell der Doppelsprung-Schanze in Betrieb.

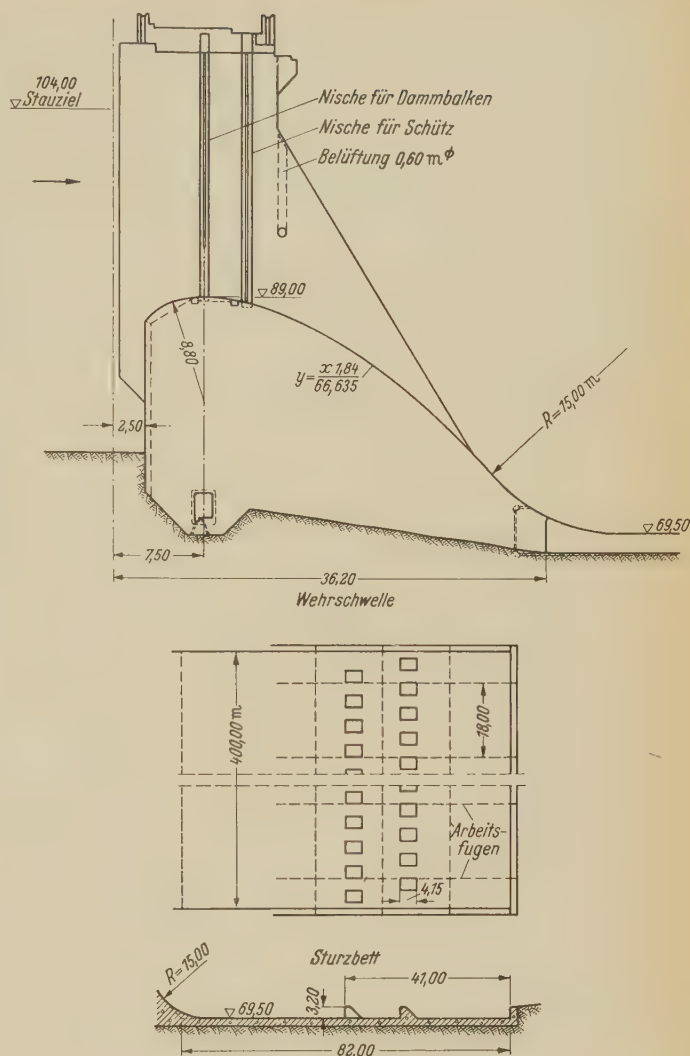
erfolgt an der gewölbten Endschwelle. Durch verschiedene Endneigungen der ersten Abweiser und der Schwelle erreicht man ein Zusammenprallen der beiden Wasserbänder in der Luft, verwirbelt das Wasser und setzt den größten Teil der noch vorhandenen kinetischen Energie um. Dabei reichert sich das ohnehin schon weitgehende Wasser-Luft-Gemisch nochmals verstärkt mit Luft an, so daß die Auftreffgeschwindigkeit des in das Tal fallenden Gemisches infolge der geringeren Geschwindigkeit und des stark verringerten spezifischen Gewichtes nur noch einen Bruchteil der Anfangsenergie darstellt.

Diese neue Art der Hochwasserentlastung ist für den Bhakra Dam in zwei Modellen im Maßstab 1 : 80 und 1 : 44 untersucht worden. Um einen qualitativen Vergleich der auftretenden

Technical drawing of a dam cross-section showing two rows of buttresses. The left row has a height of 6.0 and the right row has a height of 4.5. The total width of the dam is 30.0, divided into 18.0 and 24.0 segments. Elevation markers include +372 and +376. A horizontal arrow points to the left, indicating water flow.

Dr.-Ing. G. Wickert, Dortmund.

Bei diesem Projekt waren für die Schleuse und die Wehranlage die hydraulischen Untersuchungen von größter Wichtigkeit, zumal als höchstes Hochwasser $62\,500\text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden sollten. Da viele Probleme theoretisch nicht zu lösen waren, entschloß man sich, durch Modellversuche verschiedene Einzelfragen abzuklären. Insgesamt acht Modelle lieferten die gewünschten Teilergebnisse. Allein für diese Modellversuche wurden insgesamt 3,7 Mio. DM ausgegeben, eine Summe, die die Bedeutung dieser Untersuchungen erhellte. Ein Vollmodell im Maßstab 1 : 100 gab Hinweise für die günstigste Anordnung von Krafthaus und Wehranlage, die Führung der Leitwände zum oberen und zum unteren Vorhafen, die Lage der Fischtrepfen und Schleusen und für die verschiedenen Bauzustände. Die Wehrform wurde an drei verschiedenen Teilmodellen im



Maßstab 1 : 36 in einer Glasrinne untersucht. Hierbei schenkte man der Wehrschwollenform, dem Pfeilerkopf, den Verschlüssen und der Länge und Ausbildung des Sturzbettes besondere Aufmerksamkeit. An einem besonderen Schützmodell im Maßstab 1 : 10 wurden im einzelnen die hydraulischen Belastungen der Stahlkonstruktion, die Abflußbedingungen bei teilweise gezogenem Schütz und die Frage der Belüftung studiert. Das Schleusenmodell im Maßstab 1 : 25 umfaßte auch noch Teile des oberen und des unteren Vorhafens. Die Versuche sollten das günstigste Füll- und Entleerungssystem und die dabei sich ergebenden Steig- und Senkgeschwindigkeiten des Kammerwasserspiegels in Abhängigkeit der Schiffskräfte ermitteln. Auch die Strömungsgeschwindigkeiten und Wasserspiegelschwankungen in den Vorhäfen galt es festzustellen. Ein weiteres Teil-

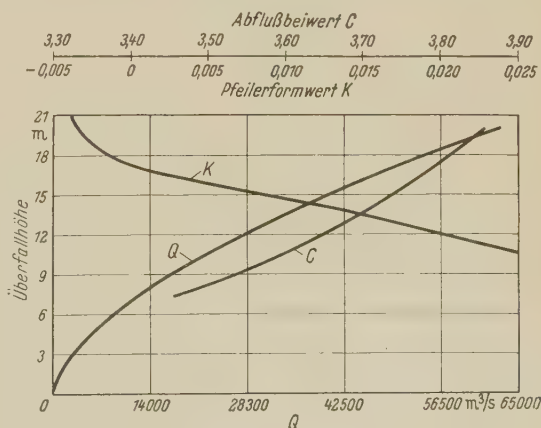


Abb. 2. Kennzeichnende Werte der Hochwasserentlastung.

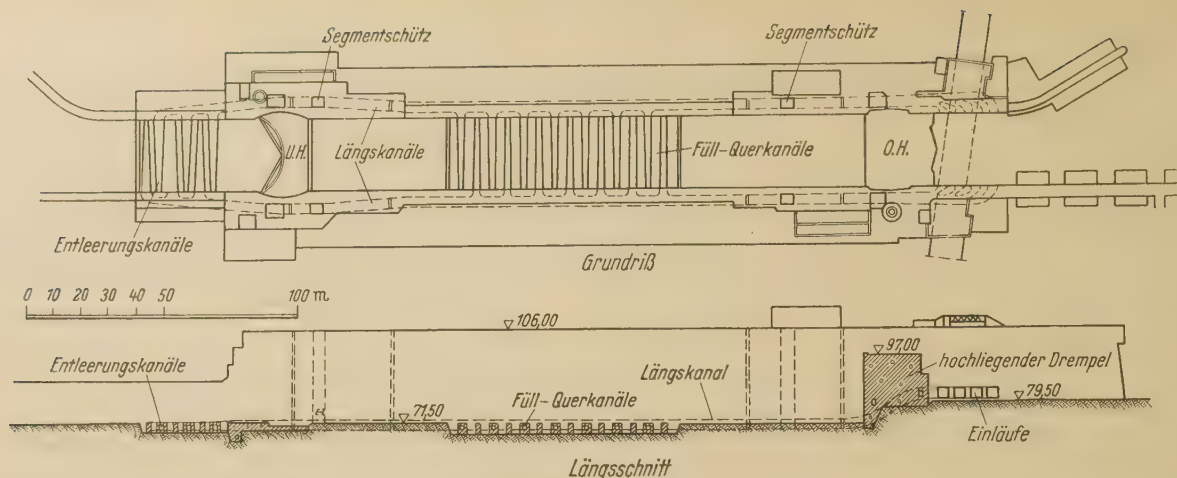


Abb. 3. Füll- und Entleerungssystem der Schleuse.

modell 1:20 zeigte einen Abschnitt eines Längskanals mit einem Segmentschütz als Verschlussorgan. Hier konnten die Strömungsvorgänge beobachtet und die am Schütz auftretenden dynamischen Kräfte gemessen werden. Drei weitere Modelle im Maßstab 1:10 bzw. 1:16 klärten die hydraulischen Fragen für den Entwurf der Fischtreppe und der Fischschleusen.

Die früher für Wehranlagen mit oberwasserseitiger lotrechter Schwelle entwickelte Beziehung ($X^{1,85} = 2H^{0,85} Y$) für den Abfallrücken konnte für diese Anlage nicht übertragen werden, da die Überfallhöhe größer als der Abstand zwischen Schwellenoberkante und Flußsohle war. Als neue Gleichung für den Abfallrücken wurde $X^{1,84} = 66,635 Y$ gefunden (Abb. 1). Vergleichsmessungen im Jahre 1954 in einer fertiggestellten Öffnung bestätigten die Modellversuche, denn an keiner Stelle des Abfallrückens wurde negativer Sohldruck gemessen und trotz längerer Betriebsdauer waren Anzeichen von Erosion oder Kavitation nicht feststellbar. Ausgehend von der Grundgleichung $Q = C(L - K n H) H^{3/2}$, nahm erstaunlicherweise der Formwert K , der den Pfeilerstau berücksichtigt, bei kleiner werdender Überfallhöhe sogar negative Werte bis $-0,0033$ an (Abb. 2). Der Abflußbeiwert C schwankte je nach Überfallhöhe bis zu 3,85. Abb. 2 bringt die Abhängigkeit der Abflußmenge und der Beiwerte von der Überfallhöhe. Das im Modell bestätigte höhere Abflußvermögen der Wehröffnungen erlaubte es, entweder die Zahl der Öffnungen um 2 auf 22 zu verringern oder das äußerste Stauziel um 1,1 m zu ermäßigen oder die Krone der Wehrschwelle um 1,14 m zu erhöhen. Als wirtschaftlichste Lösung reduzierte man die Zahl der Wehröffnungen. Beim Sturzbett (Abb. 1) mit zwei zueinander versetzten Blockreihen als Strahlaufreißer und einer Endschwelle reichte die sonst übliche Länge von $3,0 d_2$ nicht aus, da bei Hochwasser die Deckwalze instabil wird. Die Modellversuche erbrachten eine Sturzbettlänge von $3,22 d_2 = 82$ m und eine Tiefenlage von $0,9 d_2 = 23$ m.

Für die Schleuse mit einer maximalen Hubhöhe von 28,0 m (damit die bisher größte Hubhöhe der Welt) wurde eine Füll- und Entleerungszeit aus schiffahrtstechnischen Gründen von 17,0 min gefordert. Die nutzbare Kammerlänge ist 205 m, ihre Breite 26,2 m (Abb. 3). Die maximale Entnahme aus dem Stauraum war mit $230 \text{ m}^3/\text{s}$ begrenzt, größere Strömungsgeschwindigkeiten als $1,8 \text{ m/s}$ sollten in den Vorhäfen nicht auftreten. Schiffskräfte bis $5,0 \text{ t}$ wurden am Haltekreuz zugelassen. Nach zahlreichen Abänderungen ergab sich ein Füllsystem mit zwei Längskanälen und je sieben Querkanälen mit an der Sohle horizontal austretenden Stichkanälen. Der Querschnitt eines Längskanals mit $3,35 \times 3,65 \text{ m}$ war aus der Beziehung

$$A_c = \frac{2 A_l \sqrt{H}}{C(T - k t_v) \sqrt{2g}}$$

mit A_c = Querschnittsfläche beider Längskanäle (sq. ft.), A_l = Fläche der Schleusenkammer (sq. ft.), H = Hubhöhe (ft.), C = Abflußbeiwert (0,83 bis 0,88), T = Füllzeit (s), $k = 0,708$ Freibabefaktor abhängig von der Hubgeschwindigkeit des Verschlusses, t_v = Freibabzeit des Füllquerschnittes (s). Die in den Längskanälen einzubauenden Verschlüsse mußten zwei Bedingungen erfüllen. Einmal, da sie ständig im Wasser lagen, mußten sie einfach und betriebssicher sein, ferner durfte beim Füllvorgang keine Luft mitgerissen werden, die sonst komprimiert in der Kammer austreten und unnötige Störungen des Wasserspiegels hervorrufen würde. Das Segmentschütz (Abb. 4) genügt der

ersten Forderung vollauf, die zweite Bedingung zu erfüllen war nur möglich, wenn das Schütz oberwasserseitig gelagert wird. Die Zugarme sind stromlinienförmig verkleidet, oberwasserseitig verbessert ein Leitblech an der Schneide die Unterströmung. Allerdings stellten sich beim Füllvorgang hinter der gewölbten Stauwand Unterdrucke mit schwingungsanfachenden Perioden ein. Diese unangenehmen Erscheinungen zu beseitigen wäre möglich, wenn erst bei einem größeren Unterwasserpolder die Verschlüsse gezogen werden. Dies kann aber nur mit weiteren zusätzlichen Füllorganen und nur auf Kosten der Füllzeit geschehen. Die zweite, ausgeführte Maßnahme sieht an der Oberkante der Stauwand einen etwa 12,0 cm langen Winkel vor, der in Staustellung am Stirnrahmen anschlägt. Wird das Schütz gehoben, so wird zwischen Stauwand und Stirnpanzerung ein Spalt von 12,0 cm auf ganzer Breite frei. Durch ihn erfolgt dann der fast vollkommene Druckausgleich hinter der Stauwand vom Oberwasser her. Die dritte Möglichkeit bestand darin, erst das Schütz um 0,6 m anzuheben, dann in dieser

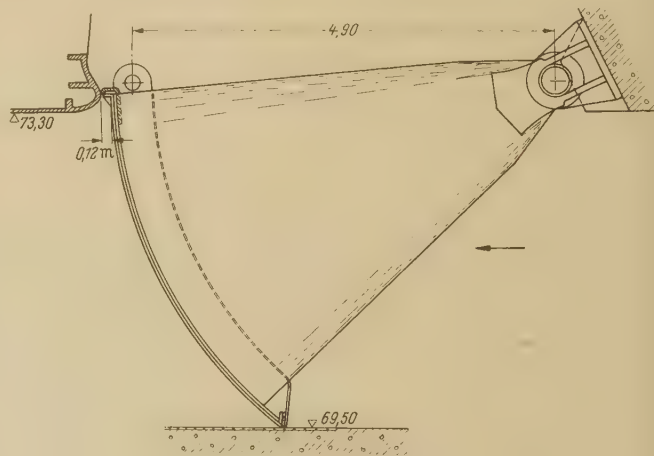


Abb. 4. Segmentschütz der Schleuse.

Stelle so lange zu verharren, bis der Kammerwasserspiegel merklich angestiegen ist, bevor die kritische Stellung bei etwa $2,10 \text{ m}^3$ ($2/3$ des Schützhubes) durchfahren wird. Zusätzlich sind noch sechs Belüftungsröhre, $\phi 300 \text{ mm}$, vorgesehen für den Fall, daß die beiden letzten Maßnahmen für einen einwandfreien Betrieb des Schützes nicht ausreichen. Normalerweise sind sie durch Schieber verschlossen, können aber, wenn Kavitation sich bemerkbar machen sollte, geöffnet werden. Ein Servomotor greift mit seinem Kolben das Schütz oben im Auge an der Stauwand. Das Stemmter im Unterhaupt mit gewölbter Stauwand hat eine Höhe von 32,0 m und wirkt unter Wasserdruck statisch wie ein Dreigelenkbogen. Um das Gewicht der Flügel zu reduzieren, wurde besonders hochwertiger Stahl mit einer Elastizitätsgrenze bei 35 kg/mm^2 gewählt; trotzdem wiegt jeder Flügel noch 344 t.

Der Endausbau wird in drei Stufen von 698 000 kW, 712 000 kW und schließlich mit 980 000 kW erreicht. Verschiedene Größen von Francis- und Kaplan-Turbinen wurden untersucht, um die wirtschaftlichste Lösung in Abmessungen und Anzahl zu finden. Da die Fallhöhe stärker schwankt, schien die

Verwendung von Kaplan-turbinen lohnender. Das Ergebnis legte als Ausbauziel 14 Kaplan-turbinen mit einem Laufraddurchmesser von 7,10 m fest. Für eine Fallhöhe von 24,4 m sind die Einheiten ausgelegt mit einem Schwankungsbereich zwischen 19,0 m und 28,0 m. Modellversuche ergaben in keinem Fall einen geringeren garantierten Wirkungsgrad als 0,86, die Wirkungskurve verläuft sehr flach. Der zu erwartende Wirkungsgrad in der Natur berechnet sich aus der Moody-Formel zu

$$E_p = 100 - (100 E_m) \frac{(D_m)^{1/5}}{D_p}$$

mit E_p = Wirkungsgrad in der Natur,
 E_m = Wirkungsgrad des Modelles,
 D_p = Durchmesser in der Natur,
 D_m = Modelldurchmesser.

Zur Vermeidung von Kavitation ist eine negative Saughöhe erforderlich, das heißt, das Laufrad muß auf einer Kote eingebaut werden, die tiefer liegt als diejenige des Unterwasserspiegels. Als Höhe für das Laufrad ist 70,50 m + NN bei einem tiefsten Unterwasser von 75,50 m + NN gewählt worden. Eine tiefere Lage des Rades war wirtschaftlich nicht möglich, da für die Gründung der tiefste Punkt des Saugschlauches nicht unter 55,0 m + NN liegen sollte.

Die 675 t schweren, 15,8 m breiten Generatoren mit eingebautem, im Durchmesser 10,70 m großen Rotor leisten bei 85,7 U/min und einer Spannung von 13 000 Volt 90 000 kW. [Nach Proc. Amer. Soc. Civil Eng. 81 (1956) Paper Nr. 787.]

Dr.-Ing. G. Wickert, Dortmund.

Betrachtungen über die Technologie von Massenbeton

In einer umfassenden Veröffentlichung unterwerfen O. Rambert und C. Racine — in Fortsetzung ihres Berichtes auf dem 5. Kongreß für Talsperrenbau in Paris [1] — die Ergebnisse der Güteprüfungen des Betons für die Staumauer von Mauvoisin (Schweiz) einer eingehenden Durchleuchtung insbesondere hinsichtlich der Druckfestigkeit, der Dichte, der Frostbeständigkeit und des Elastizitätsmoduls in ihrer Abhängigkeit von Kornzusammensetzung, Zementmenge und Zusatzmitteln. Sie erfassen dabei etwa 1000 Vorversuche in der Eidgen. Materialprüfungsanstalt und u. a. über 2500 Würfelprüfungen auf der Baustelle während der beiden ersten Bauabschnitte 1954 und 1955. Die Kosten für Vorversuche sowie Einrichtung und Tätigkeit eines gut ausgestatteten Baustellenlaboratoriums werden die beträchtliche Höhe von fast 1 Mio. sfr erreichen, sind jedoch mit etwa 0,50 sfr je m³ eingebautem Beton relativ gering. Diesen Kosten steht eine Ersparnis von 7–8 kg Zement/m³ fertigen Beton gegenüber. Bei der Schwergewichts-Staumauer handelt es sich um ein bedeutendes Bauwerk mit einer größten Höhe von 237 m, einer Kronenlänge von 520 m bei 14,0 m Kronenbreite und einer größten Sohlenbreite von 54 m. Der Rauminhalt der Mauer beläuft sich auf nahezu 2 Mio. m³.

Wie nicht anders zu erwarten, zeigen die Baustellenversuche Streuungen, die bei weniger zahlreichen Versuchen die Ergebnisse zu sehr verzerren würden. Dank der großen Zahl der Proben konnten die Verfasser jedoch ihre Auswertungen mit statistischen Hilfsmitteln, wie Bildung des arithmetischen Mittels mit und ohne Berücksichtigung starker Streuungen, betreiben.

Auswahl des Zementes und der Zuschlagstoffe

Die Zuschlagstoffe werden an Ort und Stelle im Bereich des späteren Rückhaltebeckens in ausreichender Menge gefunden. Bis auf etwa 15 % schiefrige Bestandteile sind die vorkommenden natürlichen Gesteine gut für die weitere Verarbeitung geeignet. Für die Aufbereitung ist eine ortsfeste Anlage von 400 m³ Stundenleistung vorhanden. Die Zuschlagstoffe werden nach 5 Korngrößen: 0/4, 4/10, 10/39, 30/60 und 60/120 getrennt. Die für die Betonierabschnitte 1954 und 1955 ausgewählte Körnung des Gesamtgemenges liegt — nach geringfügigen Verbesserungen der „natürlichen“ Sieblinie im Bereich 3 bis 60 mm — dicht bei der Sieblinie der Vorversuche. Der Sandanteil wird noch gesondert behandelt.

Als Bindemittel wurde einheimischer Portlandzement gewählt, weil dadurch die laufende Versorgung der Baustelle am besten gewährleistet erscheint. Er wird von Fabriken am Fuße des Schweizer Jura auf der Schiene in Behältern von 400 kg Inhalt über Martigny bis zur Endstation Châble im Tal von Bagnes angeliefert und mit einer Seilbahn von 60 t Stundenleistung zur Baustelle befördert, wo vier Silos mit 4000 t Fas-

sungsvermögen vorhanden sind. Die Verwendung von Hüttenzement scheint aus wirtschaftlichen Gründen nicht erwogen worden zu sein.

Abmessungen der Probekörper und ihr Einfluß auf die Versuchsergebnisse

Dank der großen Zahl der Proben verschiedener Abmessungen lassen sich aus den Versuchsergebnissen interessante Schlüsse auf die Auswirkungen von Form und Abmessungen der Probekörper ziehen. Vorweg sei erwähnt, daß bei den Untersuchungen auch die Frage der Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Festigkeit eine Rolle spielte, eine Abhängigkeit, die nach Ansicht der Verfasser nur durch vergleichende Druckversuche in jedem Einzelfalle feststellbar ist und nicht durch Messungen des dynamischen Elastizitätsmoduls etwa über die Wellenausbreitung im fertigen Bauwerk [2]. Die Versuche an dem Beton von Mauvoisin ergaben eine nicht-lineare Abhängigkeit zwischen der Prismenfestigkeit und dem E-Modul, gemessen an Prismen 20/20/60, die durch die Formel $E = (665 \cdot R_p) : (320 + R_p)$ ausdrückbar ist; hierin bedeutet R_p die Prismenfestigkeit. Ihre Ergebnisse liegen höher als die einer von Prof. Roš entwickelten Abhängigkeit: $E = (550 \cdot R_p) : (150 + R_p)$.

Schon die Vorversuche 1952 hatten bestätigt, daß es nicht möglich ist, aus dem Verhalten von Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge mit 60 mm Größtkorn auf das von größeren Probekörpern oder des Bauwerkbetons schließen zu können. Man hat sich daher für Würfel von 30 cm Kantenlänge und Prismen 20/20/60 entschlossen. Bei den Prismen hielt man es für geboten, durch Vergleiche mit aus sehr viel größeren Blöcken herausgeschnittenen Prismen gleicher Abmessungen festzustellen, daß hinsichtlich des Gefüges auch bei einem Größtkorn von 120 mm des Baustellenbetons der Querschnitt der Prismen von 20 auf 20 cm keine ungünstigen Auswirkungen hat. Es wurde auch erwogen, Zylinder von 30 cm Durchmesser und 45 cm Höhe als geeignete Probenform zu wählen.

Insgesamt läßt sich — wie im Bericht näher erläutert wird — für die Festigkeit von Prismen oder Zylindern mit der Höhe h und der Basis c (Kantenlänge oder Durchmesser) und Würfeln der Kantenlänge c die annähernd lineare Beziehung $R_h = a(R_c - b)$ aufstellen, in der R_h die Prismen- oder Zylinderfestigkeit, R_c die Würfelfestigkeit darstellt und die Glieder $a = 1 - 0,22(1 - c/h)$ [ohne Dimension] und $b = 1,04(1 - c/h)$ [kg/cm²] mit 2 % Genauigkeit von dem Verhältnis c/h = Basis

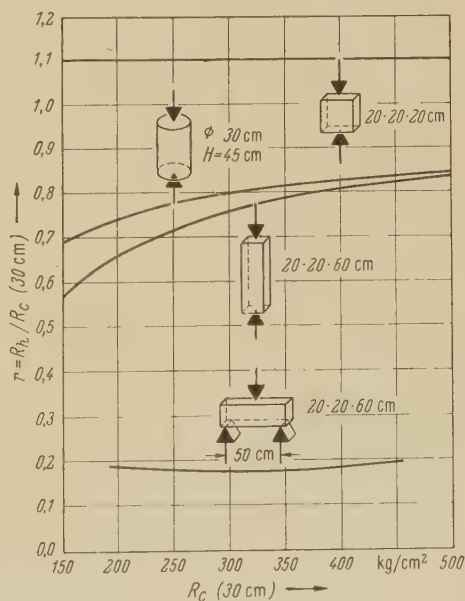


Abb. 1. Betonfestigkeiten in Abhängigkeit von der Probenform.

: Höhe abhängig sind. Die Ergebnisse sind aus Abb. 1 ersichtlich, wobei r der Umrechnungsfaktor der weiter vereinfachten Beziehung $R_h = r \cdot R_c$ (30 cm) ist; sie lautet für Würfel von 20 cm Kantenlänge stets $R_h = R_c$ (20 cm) = 1,10 · R_c (30 cm).

Bei den Frostversuchen war festzustellen, daß größere Probekörper (ohne luftporenbildende Zusatzmittel) im allgemeinen schlechtere Ergebnisse zeigten, was die Verfasser auf die Temperaturdifferenzen zwischen Oberfläche und Innerem zurückführen. Nach ihrer Ansicht haben die Gefrierversuche mit ihren

ständigen Frostwechseln nur vergleichenden Wert und entsprechen nicht den Bedingungen der Wirklichkeit, zumal auch die „Vernarbung“ des Betons nicht berücksichtigt ist; hierunter verstehen sie die weitere Hydratation des Zementes infolge Zutritt der Luftfeuchtigkeit in Haarrissen, wie sie nach einer Frostperiode entstanden sein mögen.

Zusammensetzung des Baustellenbetons und Wahl der zul. Beanspruchungen

Im Bestreben, einerseits die Zusammensetzung des Baustellenbetons möglichst wenig zu wechseln, andererseits die Güte des Betons den im jeweiligen Bauteil vorhandenen Spannungen anzupassen, werden bei der Sperrmauer Mauvoisin nur zwei verschiedene Betongüten hergestellt. Für den Schutzbeton mit seinen höheren Anforderungen an mechanische Festigkeit, Dichte und Witterungsbeständigkeit hat man eine Zementmenge von 250 kg/m³ fertigen Beton und ein Zusatzmittel zur Erhöhung der Frostbeständigkeit gewählt. Eine Herabsetzung der oberen Korngrenze von 120 mm auf 80 mm hätte zwar einen dichteren und z. T. auch frostbeständigeren Beton ergeben; infolge des relativ höheren Sandgehaltes wäre aber der Wasserzementwert von 0,475 auf 0,49 gestiegen, was einen Abfall der Druckfestigkeit um 5 % zur Folge gehabt hätte. Man hat daher darauf verzichtet, schon um die Aufbereitung der Zuschlagstoffe und die Betonherstellung nicht umständlicher zu gestalten.

Für den Kernbeton hat sich bestätigt, daß eine Zementmenge von 160 kg/m³ Beton die untere Grenze darstellt, bei der das Einbringen des Frischbetons — ungeachtet der Verwendung eines plastifizierenden Zusatzmittels — gerade noch möglich ist. Es war möglich, mit der bei diesem geringen Zementanteil erreichten Betongüte den Beanspruchungen in der Masse des Kernbetons zu genügen, wobei allerdings stellenweise die Dicke des Schutzbetons von 3,50—4,50 m bis auf 7,50 m erhöht werden mußte.

Für die der Festsetzung der Güte und der maßgebenden Festigkeiten des Betons der Sperrmauer von Mauvoisin hat Stucky Überlegungen für eine mathematisch-statistische Auswertung angestellt, an die Tremmel und Wogrin [3] anknüpften. Danach erlaubt die große Anzahl der Güteprüfungen bei Massenbeton-Bauwerken die Einführung eines mit der Streuung der Prüfungsergebnisse veränderlichen Sicherheitskoeffizienten und damit eine einwandfreie Beurteilung der Tragreserven und wirtschaftlichere Ausnutzung der Baustoffe. So hat man sich bei der Festlegung der Zusammensetzung des Betons für den Bauabschnitt 1954 zwar noch der Ergebnisse der Laborversuche bedient; bei den Festsetzungen für die Bauabschnitte 1955 und 1956 ist man jedoch nur noch von der Auswertung der Ergebnisse der laufenden Kontrolle des jeweiligen vorjährigen Baustellenbetons ausgegangen. Deren Ergebnisse weichen dabei um 5—10 % von denen der Laborversuche ab; die Verfasser erklären diese Differenzen mit dem größeren Luftporengehalt, dem unvermeidlich größeren Wasseranteil und der geringeren Verdichtung des Baustellenbetons.

Das quadratische Mittel der Streuungen

$$d \% = \frac{100}{W_b^{\text{mittel}}} \sqrt{\frac{\sum_1^n (W_b^{\text{mittel}} - W_b^{\text{einzel}})^2}{n-1}},$$

(W_b^{mittel} = arithmetisches Mittel von n Ergebnissen W_b^{einzel}),

liegt innerhalb einer Grenze von 12 %. Es fällt mit zunehmendem Zementgehalt und ist in den Ergebnissen von 1955 geringer als in denen von 1954.

Diese Auswertung umfaßte ausschließlich 30-cm-Würfel mit einem Alter von 90 Tagen. Für die Festsetzung dieses Alters war das Bestreben maßgebend, in nicht zu langer Frist brauchbare Ergebnisse zur Hand zu haben und doch der Endfestigkeit des Betons näher zu kommen. Da Zugspannungen selten sind bzw. durch konstruktive Maßnahmen vermieden werden, hat man auf die Mindestzugfestigkeit als Kriterium verzichtet. In Abhängigkeit vom Alter der Proben liegen die gemittelten Werte $W_{b28} : W_{b90} = 0,89$ als Maßstab der Frühfestigkeit für einen Beton mit 250 kg Zement/m³ höher als für einen Beton mit 160 kg Zement/m³ (= 0,84). Beträchtlicher ist natürlich die relative Zunahme der Festigkeit zwischen dem 7. und dem 90. Tag nach der Herstellung mit 30 %, bzw. rd. 50 % für mageren Beton.

Zusatzmittel

Man hat sich erst spät zur Verwendung von Zusatzmitteln entschlossen, einerseits um die Frostbeständigkeit zu erhöhen, zum anderen um die Verarbeitbarkeit, besonders des mageren

Kernbetons, zu verbessern. Die Versuche mit luftporenbildenden Zusätzen haben bestätigt, daß Überdosierungen die Festigkeit herabsetzen. Noch ungünstiger sind in dieser Hinsicht Kombinationen aus plastifizierenden und LP-Zusatzmitteln; außerdem wirken sie stark abbindeverzögernd. Aber auch geringe Schwankungen des Sandgehaltes und vor allem des Wassergehaltes können zu erhöhter Porenbildung mit Abfall der Festigkeit, besonders bei kombinierten Zusatzmitteln und magerem Beton, führen. Zur Beurteilung der Einflüsse auf Dichte und Wasseraufnahme wurden lediglich Versuche mit kombinierten Zusatzmitteln ausgeführt, so daß nur eine allgemeine Verbesserung des Betons festgestellt werden konnte. Doch war bei den Frostversuchen kein Unterschied in der günstigen Wirkung von reinen LP-Zusätzen und kombinierten Mitteln zu erkennen. Alle Gefrierproben zeigten auch nach 700 Frostwechseln keine Veränderung des E-Moduls (mit Ausnahme des üblichen geringen Absinkens zu Anfang), während Beton ohne Zusatzmittel bei einem Zementgehalt von 250 kg/m³ nur 150 Frostwechsel ertrug.

Der Bauabschnitt 1955 mit Einzelabschnitten von 100 000 m³ gab Gelegenheit, für 5 bekannte Zusatzmittel die günstigsten Dosierungen zu ermitteln und wirtschaftliche Vergleiche anzustellen, die demnächst veröffentlicht werden sollen.

In Anlehnung an die Wirklichkeit wurde eine Versuchsreihe durchgeführt, bei der Probekörper 40 Tage einem Wasserdruk von 30 kg/cm² ausgesetzt waren (Erschöpfung der Wasseraufnahmefähigkeit), der bis zum 65. Tage langsam nachließ. Auch hier ergab sich die Überlegenheit des (kombinierten) Zusatzmittels. Allerdings sank der E-Modul anfänglich um 39 % im Vergleich zu nur in üblicher Weise wassergelagerten Probekörpern ab. Man darf aber annehmen, daß sich die Poren auch unter starkem Wasserdruk nicht füllen.

Der Aufbau des Sandes

Für den Kernbeton mit einer Zementmenge von 160 kg/m³ darf der Feinsandgehalt (< 0,12 mm) bis zu 2 % der Gesamtmenge betragen, während der Schutzbeton (250 kg Zement/m³) keinen Feinsand < 0,12 mm enthalten soll. Örtliche Verhältnisse zwangen dazu, den beim Waschen nach drei Korngrößen getrennten Sand bereits beim Verlassen der Waschanlage zu mischen, wobei die Siebkurve einen Kompromiß zwischen optimaler Lage und der natürlichen Sieblinie des vorhandenen Sandes darstellt. Die im späteren Rückhaltebecken verfügbaren Sandmengen erlaubten die an sich wünschenswerte Verbesserung nicht.

Bei der Überprüfung des günstigsten Sandanteils wandte man folgendes empirisches Verfahren an: Betone mit gleicher Zementmenge, gleichem Wasserzementwert und gleicher Konsistenz aber mit verschiedenen zusammengesetzten Sandanteilen wurden miteinander verglichen, wobei die gleiche Konsistenz lediglich durch Variieren des Zementanteils — und damit des Wassergehaltes wegen gleichem Wasserzementwert — erzielt wurde. Dieses Verfahren hat den Vorteil, daß es durch Ersparnis oder Mehrbedarf an Zement unmittelbar die Wirtschaftlichkeit des jeweiligen Sandgemenges angibt. Um die Arbeit zu vereinfachen, wurden die Probemischungen nur als Mörtel mit Korngrößen ≤ 10 mm hergestellt. Dies erschien gerechtfertigt, da die Festigkeit des Mörtels von überwiegendem Einfluß auf die Betonfestigkeit ist und da die Festigkeit des so hergestellten Mörtels sich nicht von der Festigkeit eines Mörtels unterschied, der aus Frischbeton 0/120 mm als Durchgang durch das 10-mm-Sieb gewonnen worden war. Für die Feststellung der Konsistenz wurde das Verfahren von Fritsch [4] angewandt. Hierbei wird die Konsistenz durch Integrieren der Zeitweglinie der Zusammenpressung des Mörtels in einem Meßgefäß ausgedrückt. Immerhin ergaben die Versuche Widersprüche, die von den Verfassern mit dem Fehlen einer genaueren Definition und Messung der Konsistenz begründet werden und die noch der Klärung bedürfen.

Einfluß von hydraulischen Zusätzen

Versuche mit Zementen, denen Trass oder Puzzolan mit einer Mahleinheit gleich der normaler Portlandzemente in Mengen von 33 bis 43 % des Zementanteiles beigegeben waren, ergaben, daß die Minderungen in der Wärmeentwicklung nur etwa 10 % betrugen und daher keine fühlbare Senkung der Kosten für die Kühlvorrichtungen zu erwarten war. Andererseits wäre es notwendig geworden, wegen der 5—10 % niedrigeren Festigkeit dieser Mischbinder-Betone 15—40 kg Zement je m³ Beton mehr aufzuwenden. Als weiterer Nachteil wird ein empfindliches Absinken der Festigkeit bei vorzeitigem Austrocknen erwähnt, eine Möglichkeit, die nach Ansicht der Verfasser auf einer Großbaustelle durchaus eintreten kann. Auf die

Frostbeständigkeit waren die Zusätze von Trass oder Puzzolan ohne Einfluß. Dagegen brachten sie eine erhebliche Verminderung der Abgabe überschüssigen Anmachwassers und der Durchlässigkeit. In Bewertung des Gesamtergebnisses dieser Versuche wurde auf den Zusatz von Trass oder Puzzolan schließlich verzichtet.

[Nach Bull. techn. Suisse romande 82 (1956), Nr. 6, S. 77 bis 96.]
A. Ohlemutz, Frankfurt/M.

Literatur:

1. Rambert und Racine: Bericht Nr. 82 des 5. Kongresses für Talsperrenbau, Paris 1955.
2. Dawance und Chefdeville: Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux publ. Nr. 140, Juli—August 1950, Paris.
3. Tremmel und Wogrin: Bauingenieur 30 (1955) S. 28.
4. Fritsch: Schweiz. Bauzeitung 72 (1952) S. 125.

Nachgiebige Fender im Hafen von New York

Eine nachgiebige Fenderbauweise wird jetzt im Hafen von New York zum Ersatz zerstörter Reibepfähle und -balken angewendet. Der Hauptvorteil der neuen Bauweise besteht darin, daß diese den Schiffsstoß auf eine größere Kaimauerlänge verteilt und so ein besseres Polster zwischen dem anliegenden Schiff und der Mauer schafft. Weitere Vorteile gegenüber der bisher gebräuchlichen Bauweise sind:

1. geringere Baukosten,
2. leichteres Herstellen und Anbringen,
3. Verringerung der Bruchgefahr gegenüber den herkömmlichen Reibepfählen und -balken,
4. geringe Unterhaltungskosten,
5. leichter Ersatz schadhafter Einzelteile.

Das nachgiebige System besteht aus vertikalen, im Abstand von 2,44 m angeordneten 4,25 m langen Fendern (anstatt der meist üblichen Reibepfähle), an denen 3 Reihen Gurtungen befestigt sind, die wiederum mit ebenfalls lotrechten Pfosten verbolt sind. Diese sind durch 6 Bolzen von 3,2 cm ϕ in zwei L-förmigen Konsolen an der Kaimauer festgehalten (Abb. 1 u. 2).

Wenn ein Fender eine Stoßkraft bis zur Größe der Komponente aus seinem Gewicht in der Richtung der Führungen in der Konsole und der Reibung der Bolzen überträgt, so bewegt sich das Ganze etwa 7,7 cm land- und gleichzeitig aufwärts. Nach dieser Bewegung stoßen die Pfosten an der Rückseite der Konsole an und nach weiteren 1,3 cm ($= \frac{1}{150}$ Durchbiegung) stoßen die Gurtungen in ihrem mittleren Teil gegen die Stoßpfosten. Durch diese Vorgänge wird ein erheblicher Teil der Stoßenergie des anliegenden Schiffes aufgezehrt, da diese erst das Gewicht des Fendersystems und dessen Reibung in den Führungen sowie die Durchbiegung der Gurtung überwinden muß, ehe der Stoßpfosten an das Bauwerk gedrückt wird.

Eine bei einem Druckversuch ausgeübte Kraft von 50 t brachte den oberen Teil eines Fenders um 7 cm zum Nachgeben, während der untere Teil ungefähr in seiner Stellung verblieb.

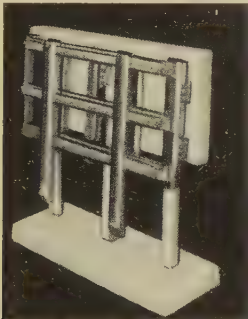


Abb. 1. Modell des neuartigen nachgiebigen Fendersystems.

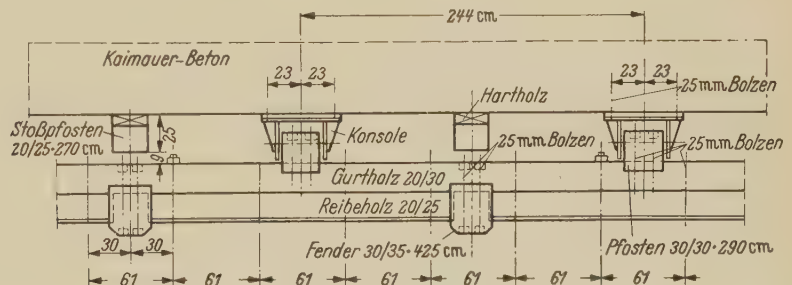


Abb. 2. Schnitt durch das nachgiebige Fendersystem.



Abb. 3. Versuchsstrecke mit dem neuen Fendersystem am Pier K im Hafen von New York (Brooklyn). An beiden Seiten besteht noch die bisher übliche Bauweise.



Abb. 4. Schäden an den üblichen Reibepfählen.

Es fehlten also dabei im oberen Teil noch 2 cm bis zum Anliegen der Gurtung. Dagegen nahmen bei den Reibepfählen die Gurtungen nur eine Kraft von 18 t auf, bei der Spannungen von etwa 350 kg/cm² auftraten. Die Schäden an dem bisher üblichen Reibepfahlsystem sind daraus sehr verständlich und gehen aus Abb. 3 und 4 hervor. In der neuen Bauweise sind statt der bisher gebräuchlichen zwei Gurtungen deren drei angeordnet, von denen die unterste dicht über dem Wasserspiegel bei MNW liegt. Die Konsolen sind mit L-förmigen Führungen versehen, damit bei Stößen gegen den oberen Teil der Fender diese sich nach oben und gleichzeitig landwärts bewegen können. Der untere Teil der Fender bewegt sich dabei nach oben und seewärts (Abb. 5).

Die Einzelteile des neuen Fendersystems lassen sich im Sägewerk sorgfältig vorbereiten und zusammenbauen. An der Einbaustelle werden sie an den vorher im Beton befestigten Konsolen aufgehängt. Dieses Vorgehen erspart sehr viel Zeit, da der Einfluß der Gezeiten fast fortfällt. Die Unterhaltung des neuen Systems erfordert sehr wenig Kosten. Zum Beispiel ist in den 22 Monaten, seitdem die 31 m lange Versuchsstrecke im Hafen von New York vorhanden ist, kein einziger Balken gebrochen, obschon während dieser Zeit Schiffe aller Größen dort anlegten und schwere Orkane auftraten, die an den daneben noch verbliebenen Reibepfählen beträchtlichen Schaden anrichteten. Die Auswechslung beschädigter Pfosten oder Gurtungen ist bei der neuen Bauweise eine einfache Sache, weil jeweils



Abb. 5. Das neue Fender hängt mit Bolzen an L-förmigen Konsolen und kann sich (hier ist nur die obere Konsole dargestellt) aufwärts und see- oder landwärts bewegen, während die unteren Bolzen sich gleichzeitig aufwärts und land- oder seewärts bewegen können.

nur das beschädigte Pfosten- bzw. Balkenstück ersetzt zu werden braucht. Bei einer vor einiger Zeit vorgenommenen Untersuchung zeigten sich einige wenige ganz kleine Abnutzungerscheinungen nur an den Konsolen und Bolzen. Gegen Korrosionen werden die Konsolen und Bolzen nach der Fabrikation galvanisiert. [Nach Civ. Engng. 26 (1956) S. 47—50.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Fundament, Einspannung des Graphitaufbaus, Schutzanlage, Kühlsystem und Kanal des BNL-Forschungsreaktors¹

Forschungsreaktoren

In der kurzen Zeitspanne von etwa 12 Jahren sind Kernreaktoren zu einem unentbehrlichen Forschungswerkzeug auf vielen verschiedenen Gebieten geworden. In den USA unterstanden bis 1953 sämtliche Reaktoren der Regierung. In den letzten Jahren jedoch haben eine beträchtliche Zahl privater Forschungsinstitutionen und Universitäten mit Unterstützung der Atomic Energy Commission (AEC) Kernreaktoren für Forschungszwecke geplant, gebaut und betrieben. Weiterhin gibt es über ein Dutzend Industrie-Unternehmen, die verschiedene Arten von Kernreaktoren² für Forschungszwecke planen, bauen und betreiben. Demzufolge hat sich in den USA ein reichhaltiges Unterlagenmaterial über Reaktor-Entwurf und Betriebserfahrungen angesammelt und steht weitgehend zur Verfügung.

Die praktische Verwendung von Forschungsreaktoren kann in folgende Kategorien eingeteilt werden: (1) Reaktor-Technologie, (2) physikalische Forschung, (3) biomedizinische und industrielle Forschung.

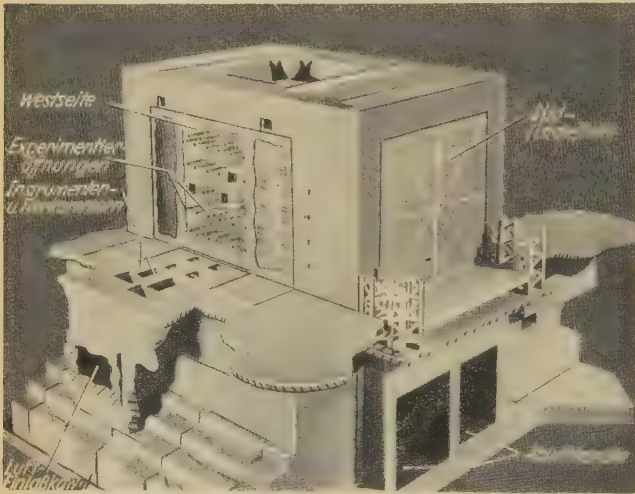


Abb. 1. Modell des Brookhaven-Forschungsreaktors.

Reaktor-Technologie. Kernreaktoren sind eine überaus wertvolle Neutronenquelle für eine Vielzahl verschiedener Experimente beim Studium der Reaktor-Physik und der Eigenschaften der Neutronen selbst. Reaktoren sind weiter ein ausgezeichnetes Mittel zur Erforschung des Problems der Strahlungsschädigung und gestatten die Erprobung kernphysikalischer Meßgeräte. Von vielen möglichen Reaktor-Experimenten seien einige angeführt:

1. Untersuchungen über Annäherung an die kritische Multiplikation,
2. Eichung von Kontrollstäben,
3. Untersuchungen über das kritische Verhalten,

4. Temperaturkoeffizienten-Messungen und Untersuchungen über den Einfluß der Temperatur auf die Reaktivität,
5. Untersuchungen über die Verteilung des Neutronenflusses,
6. Untersuchungen über den Einfluß von Neutronen auf Materialien (Strahlungsschädigung),
7. Strahlungsschutz-Untersuchungen.

Physikalische Forschung. Kernreaktoren sind hervorragende wissenschaftliche Werkzeuge zur Durchführung grundlegender physikalischer Experimente. Untersuchungen des Spaltprozesses und Messungen von Neutronen-Wirkungsquerschnitten sind mit Forschungsreaktoren gewöhnlich durchgeführte Experimente. Typische Beispiele von Experimenten zum Studium des Spaltprozesses sind:

1. Bestimmung der Neutronenenergieverteilung bei der Spaltung von U^{235} ,
2. Beobachtung von Anzahl und Lebenszeit von Neutronen und der Intensität von γ -Strahlen nach der Spaltung,
3. Bestimmung der bei der Spaltung freiwerdenden Gesamtenergie mit kalorimetrischen Methoden,
4. Messung der Geschwindigkeitsverteilung der Spaltstücke.

Beispiele für Neutronen-Wirkungsquerschnitt-Messungen schließen ein:

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

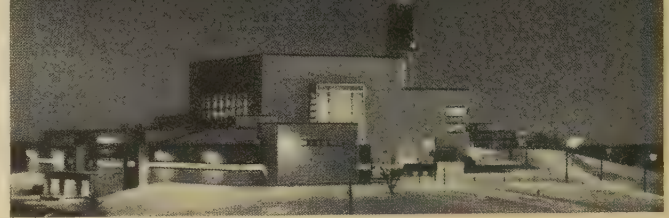


Abb. 2. Ansicht der Reaktorgebäude bei Nacht.

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

1. Spaltungs-, Absorptions- und Streuquerschnitte bei verschiedenen Neutronenenergiestufen,
2. Gesamtwirkungsquerschnitte für eine große Anzahl von Elementen.

Biomedizinische und industrielle Forschung. Der Neutronenfluß von Kernreaktoren bietet die Grundlage für viele interessante biologische und materialtechnische Strahlungsschädigungs-Untersuchungen. Weiterhin werden die durch Be-

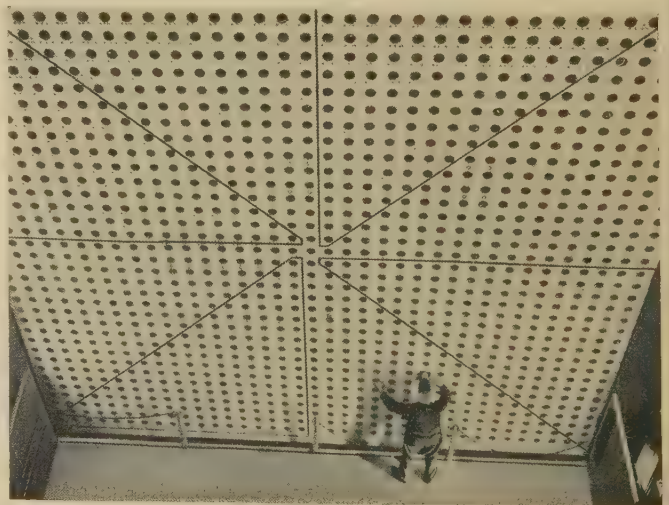


Abb. 3. Südseite des Reaktors.

¹ Anlässlich dieses KTB über den Bauingenieur betreffende Aspekte der Kerntechnik halte ich eine Bemerkung für angebracht, die ich dem Vorwort von [1] entnehme: Das Gebiet der Kerntechnik befindet sich gegenwärtig in derselben Übergangsperiode wie sie alle größeren Zweige des Ingenieurwesens durchgemacht haben. Obgleich die ursprüngliche Entwicklungsarbeit auf dem Gebiete der Kernenergie fast vollständig von theoretischen Wissenschaftlern durchgeführt wurde, fällt nun, da die fundamentalen Prinzipie aufgestellt sind, die weitere Entwicklung mehr und mehr in den Bereich des Ingenieurs. Voraussetzung für die Übernahme des neuen Aufgabenbereiches durch das Ingenieurwesen ist, daß die jüngeren Ingenieure willens sind, sich Problemen wie Strahlungsschutz, Strahlungsschädigung der Materialien, chemische Aufbereitung von Radioisotopen, ingenieurtechnischer Entwurf von Kernreaktoren usw. zuzuwenden. [2] zufolge stehen den in der Bundesrepublik heute vorhandenen 30 bis 50 Kernenergiespezialisten schätzungsweise 15 000 in den USA und wahrscheinlich noch mehr in der UdSSR gegenüber. S. auch den Anhang von [3].

² Kernreaktoren können in verschiedener Weise klassifiziert werden in Abhängigkeit von Art und Anordnung des Spaltstoffes, verwendetem Moderator, Kühlmittel und Energiespektrum der die Kettenreaktion aufrechterhaltenden Neutronen [4].

strahlung im Kernreaktor gewonnenen radioaktiven Isotope von Elementen in der biologischen, medizinischen und industriellen Forschung mit großem Erfolg verwendet. Einige Beispiele der Verwendung des Reaktor-Neutronenflusses und radioaktiver Isotope sind:

1. Experimente zur Bestimmung der biologischen und physikalischen Wirkungen thermischer Neutronen und harter γ -Strahlen,
2. Verwendung radioaktiver Indikatoren für die Untersuchung des Stoffwechsels von Pflanzen und Tieren,
3. Untersuchungen über fundamentale Blutprozesse, Drüsenfunktionen, usw. mit Radioisotopen,
4. Untersuchungen über Strahlungsschädigung verschiedener Materialien,
5. Untersuchung der Selbstdiffusion von Atomen durch ein Kristallgitter,
6. Bestrahlung von Silizium- und Germanium-Kristallen zur Erforschung ihrer elektrischen Eigenschaften,
7. Sterilisierung von Nahrungsmitteln mittels verbrauchter Reaktorspaltstoff-Elemente, Reaktor-Spaltprodukte, o. a. Radioisotope.

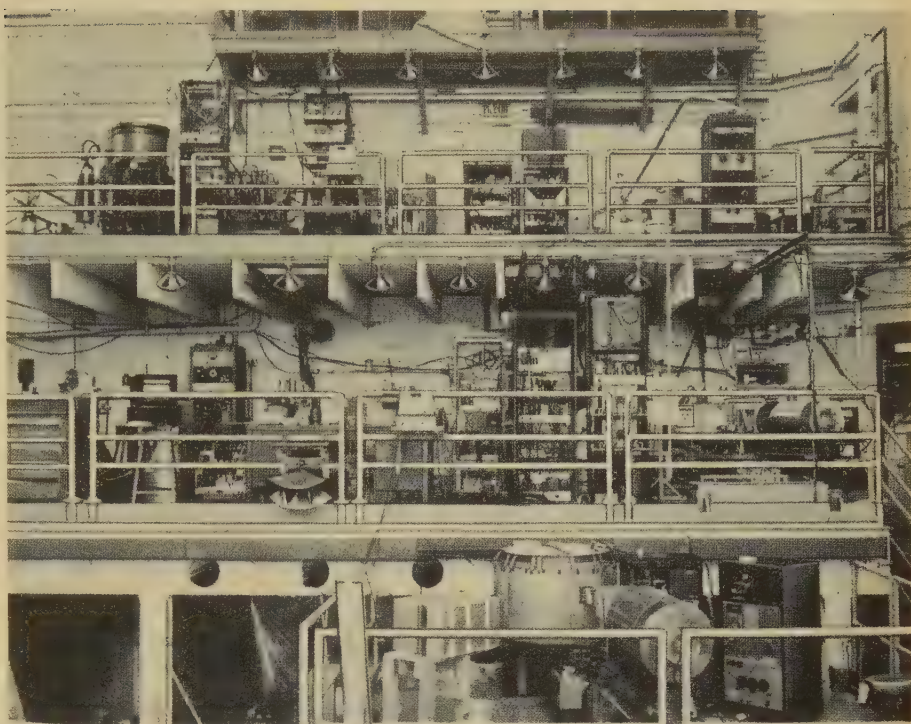


Abb. 4. Experimentiereinrichtungen auf der Westseite des Reaktors.

Allgemeine Beschreibung des Brookhaven National Laboratory (BNL) Forschungsreaktors

Der BNL-Reaktor ist ein großer luftgekühlter Forschungsreaktor, der als Spaltstoff natürliches Uran in heterogener Anordnung in einem Graphit-Moderator verwendet. Der Reaktor hat einen maximalen Neutronenfluß von $6 \cdot 10^{12}$ Neutronen/cm²sec und eine Wärmeerzeugung von 30 000 kW. Abb. 1 zeigt ein Modell des BNL-Reaktors, Abb. 2 eine Ansicht der Reaktor-Gebäude.

In diesem Bericht werden nach der kurzen allgemeinen Beschreibung des Forschungsreaktors von den vielfältigen Aspekten von Entwurf, Konstruktion und Betrieb als im Rahmen dieser Zeitschrift interessierend lediglich Fundament, Einspannung des Graphitaufbaus, Schutzanlage, Kühlsystem und Kanal erläutert.

Reaktorkern. Der Reaktorkern besteht im wesentlichen aus einem Graphitwürfel³ von 7,6 m Kantenlänge, der durch eine Lücke von 7,0 cm in der vertikalen Ost-West-Mittelebene in zwei Hälften geteilt wird. Er besteht aus 75 Schichten horizontal und parallel gelegter 10×10 cm Graphit-Blöcke (insgesamt 58 911) verschiedener Länge (bis zu 115 cm) und hat ein Gewicht von 665 t. Der Graphitkern wird in Nord-Süd-Richtung von 1368 parallelen Spaltstoffpatronen-Kanälen von 6,8 cm ϕ und 20,0 cm Mittenabstand im Quadratnetz durchdrungen. Eine hinreichende Anzahl der Kanäle wird mit 335 cm langen Spaltstoffpatronen geladen, um die Aktivität des Reaktors auf die gewünschte Stufe zu bringen.

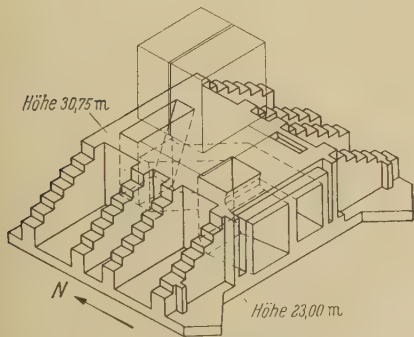


Abb. 5. Isometrische Darstellung des Reaktorfundamentes.

Das Laden und Entladen der verschiedenen Kanäle in beiden Hälften des Reaktorkernes geschieht von der Südseite aus. Abb. 3 zeigt die Südseite des Reaktors und den Lade-Fahrstuhl.

³ Der Graphit im Reaktor dient zwei Zwecken: Er wirkt als Moderator, der die schnellen Spaltungs-Neutronen auf thermische Geschwindigkeiten abbremst und er bildet die Reaktorkonstruktion, die von Kanälen für die Spaltstoffpatronen durchdrungen wird und durch die die Kühlluft strömt.

Die Anordnung einer Luftzuführungslücke dient der Verringerung der erforderlichen Gebläseleistung für die Luftkühlung. Die Durchgangslänge der Kühlluft durch die Kanäle wird dadurch halbiert und der Durchströmungsquerschnitt verdoppelt. Die Breite der Lücke ist ein Kompromiß zwischen kernphysikalischen und strömungstechnischen Faktoren. Das Entweichen von Neutronen, und damit die erforderliche Abmessung des Reaktorkernes, nimmt mit zunehmender Lückenbreite zu, während der Druckfall, und damit die erforderliche Gebläseleistung, mit zunehmender Breite abnimmt.

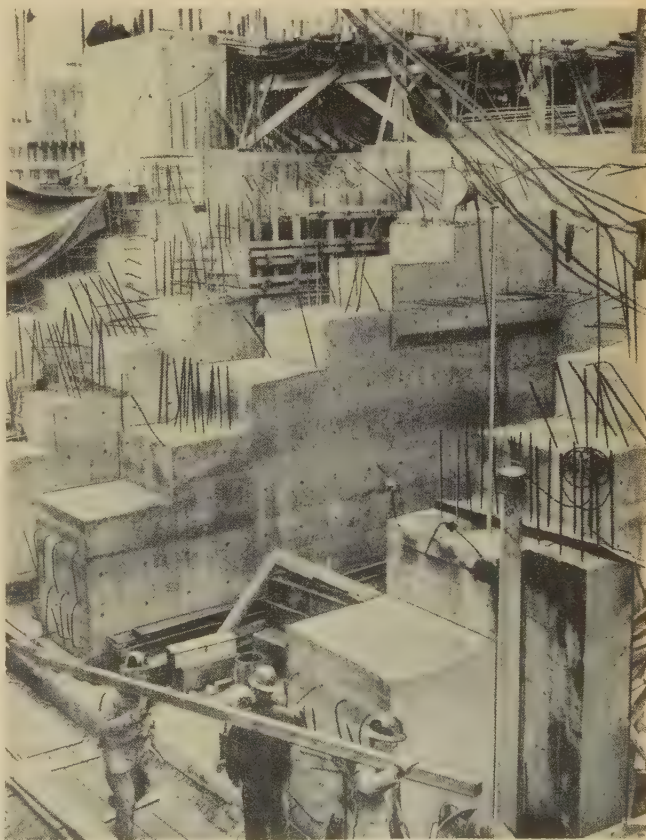


Abb. 6. Reaktorfundament während des Baus.

Kühlung. Der Reaktor wird durch einen Luftstrom gekühlt, der in die Lücke einfließt und durch die Kanäle in beiden Richtungen ausfließt.



Abb. 7. Belastungsfeder in der Nähe der Reaktorlücke.

Der Graphitwürfel und die Luftkammern werden von einer Strahlungsschutzwand von 1,5 m Dicke umschlossen; die Gesamtbreite des Reaktors beträgt damit 11,6 m und die Länge 16,8 m.

Fünf 1500 PS-Gebläse ziehen Luft mit einer Leistung von 680 t/h durch den Reaktor und blasen sie durch einen 100 m hohen Schornstein ab. Die Luftgeschwindigkeit variiert zwischen 65 km/h in den beiden Haupt-Luftkanälen und vielen hundert km/h in den Spaltstoffpatronen-Kanälen. Die Luft wird vor dem Eintritt in den Reaktor und nach dem Austritt aus ihm gefiltert. Bevor sie die Gebläse erreicht, wird sie durch Wasser gekühlt, um ihr Volumen und damit die erforderliche Gebläseleistung zu verringern. Die Herabsetzung der Lufttemperatur dient weiterhin der Dehydratation des Betons in den Luftkanälen.

Kontrollstäbe und Sicherheitssystem. Die Borstahl-Kontrollstäbe werden diagonal von der Ladeseite in den Reaktor geführt, so daß die Seiten für die Forschungseinrichtungen frei bleiben. Es sind sechzehn horizontale Stäbe vorhanden, — zwei von unabhängigen Elektromotoren betriebene

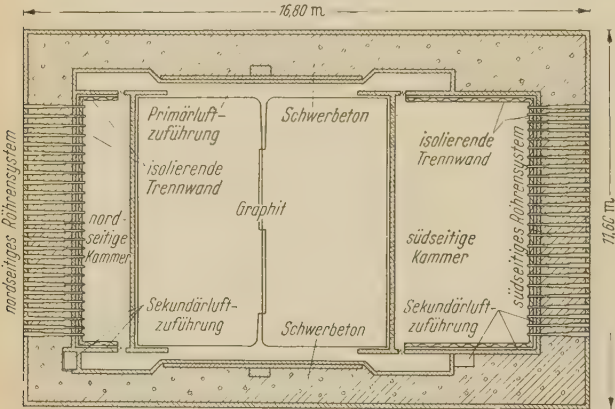


Abb. 8. Horizontalschnitt durch Reaktorkern, Seitenkammern und Strahlungsschutzanlage.

zur Regulierung der Leistung und vierzehn durch unabhängige elektrohydraulische Antriebe gesteuerte zur Stilllegung des Reaktors. Jedes einzelne der 56 Signale des Notstilllegungssystems kann das Hereinfahren sämtlicher Stäbe in voller Geschwindigkeit bewirken.

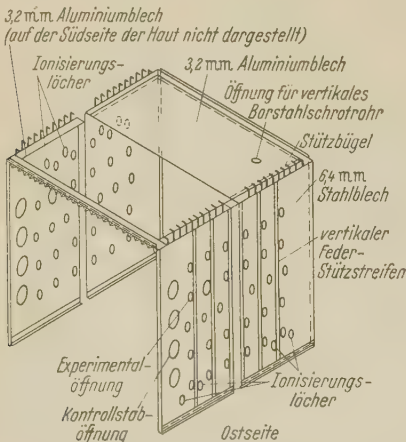


Abb. 9. Konstruktion der luftdichten Haut.

Wenn die elektrische Energie ausfällt, treibt die in auf jeder Motorwelle rotierenden Schwungrädern gespeicherte Energie die Stäbe in den Reaktor. Zusätzliche Sicherheitssysteme zur Stilllegung im Falle einer evtl. Betriebsbehinderung der Kontrollstäbe infolge durch schwere Erdbebenstöße verursachte Verklemmung sind: (1) Borstahl-Schrott, das durch Handsteuerung in zwei vertikale und zwei diagonale Aluminium-Rohre fallen gelassen werden kann, (2) ein flüssiges Reaktorgift, Trichlorobenzen, das von einem Behälter außerhalb der Schutzanlage in durch den Reaktor laufende Rohre geleitet werden kann. Der natürliche Zug des Schornsteins reicht aus zur Kühlung des Reaktors nach einer Notstilllegung infolge Ausfalls der Gebläsekühlung. Instrumente und Beleuchtung sind zusätzlich mit Speicher-Batterien ausgerüstet.

Experimentiereinrichtungen. Die Experimentiereinrichtungen des Brookhaven-Reaktors schließen 30 horizontale 10 x 10 cm Kanäle von 7,6 m Länge ein, die rechtwinklig zu den Spaltstoffkanälen durch den Graphit und durch entsprechende Löcher in den seitlichen Schutzwänden verlaufen. Im Zentrum des Reaktorkerns kann Graphit entfernt werden, so daß ein kubischer Hohlraum für Experimentierzwecke von 30 cm Kantenlänge entsteht. Abb. 4 zeigt Experimentiereinrichtungen auf der Westseite des Reaktors.

Spezialeinrichtungen sind (1) ein Druckluftsystem zur Beförderung von Radioisotopen geringer Halbwertszeit in dicht neben dem Reaktor angeordnete heiße Zellen bevor die Radioaktivität verschwindet und (2) eine endlose Behälterkette für langzeitige Materialbestrahlung.

Zwei Tunnel, einer für Instrumente und einer für Tiere, laufen unter dem Reaktor durch. Wenn große Bestrahlungsflächen benötigt werden, können Teile einer 6,1 x 6,1 m großen Fläche der Schutzdecke des Reaktors in Einheiten von 1,2 x 1,2 m Blöcken abgehoben werden.

Kosten. Die Kosten des Brookhaven National Laboratory-Forschungsreaktors betragen nach den einzelnen Anlagen aufgeschlüsselt:

Reaktor	\$ 9 300 000
Reaktorgehärde	\$ 3 000 000
Kühlluftsystem	\$ 3 800 000
Reaktor-Laboratorien und heißes chemisches Labor	\$ 5 800 000
Herrichtung des Geländes, Wasserkühlturm, Abfall-Beseitigungsanlagen, Kesselhaus, Installations-systeme, Kraftstation, Labor-ausrüstung	\$ 3 600 000
Gesamt	\$ 25 500 000

Technische Daten. Nachstehend sind einige technische Daten des BNL-Reaktors angeführt:

Größe des Graphitaufbaus	7,6 ³ m ³
Gitteranordnung, Quadratnetzabstand	20,0 cm
Uranstabdurchmesser	2,8 cm
Fläche eines Spaltpatronenkanals	36,0 cm ²
Lückenbreite	7,0 cm
Metalloberflächentemperatur (maximal, in der Mitte der Patrone gemessen)	360° C
Reaktorleistung	30 000 kW
maximaler thermischer Neutronenfluß	6 · 10 ¹² Neutronen/cm ² sec
Kühlluftstrom	680 t/h
Druckfall im Kühlluftsystem	167 cm WS bei 4° C

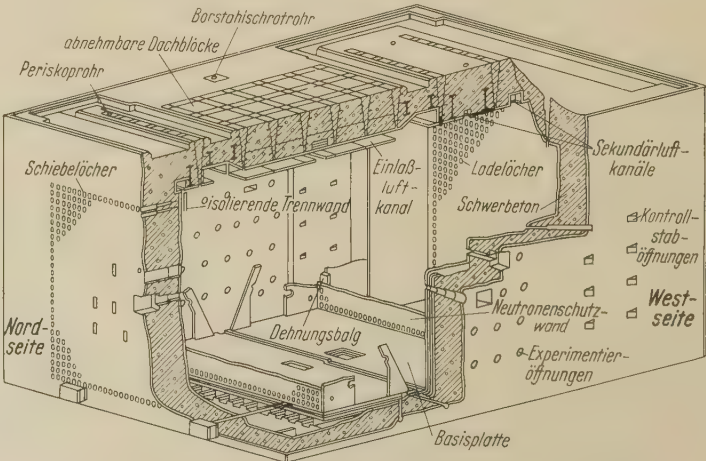


Abb. 10. Reaktorschutzanlage: isometrische Ansicht und Schnitte.

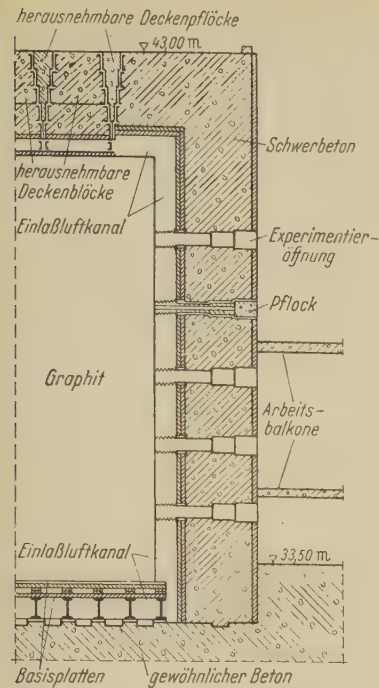


Abb. 11.

Schnitt durch die Reaktorschutzwand.

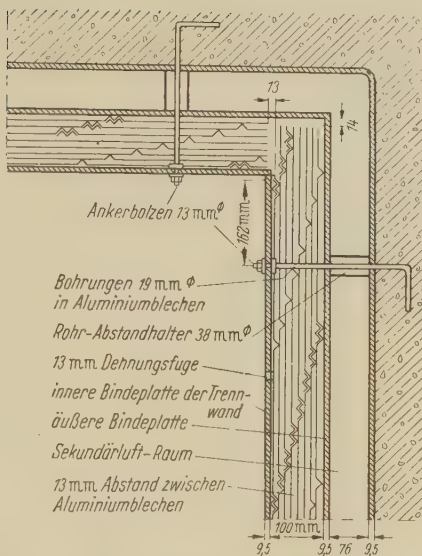


Abb. 12.

Schnitt durch die isolierende Trennwand.

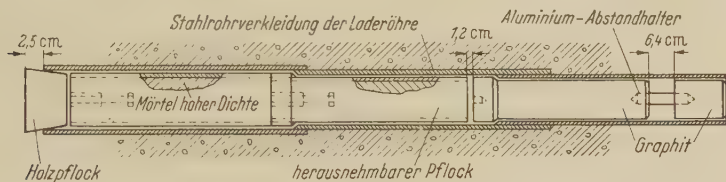


Abb. 13. Typischer Laderöhren-Verschlusspflock.

Fundament

Die Konstruktion des Reaktorfundamentes mußte der Forderung genügen, daß die Kontrollstäbe im Falle eines schweren Erdbebens betriebsfähig bleiben. Fundament und Gebäude wurden für einen Horizontalstoß von $\frac{1}{10}$ der Schwerkraft bemessen. Abb. 5 ist eine Skizze des Reaktorfundamentes, Abb. 6 eine Ansicht des Fundamentes während des Baues. Das Fundament überträgt in der Bodenfuge eine maximale Gesamtlast von 21 100 t.

Einspannung des Graphitaufbaues

Infolge des Neutronenbeschusses quillt der Graphit normal zur Richtung des Strangpressens. Die Stapelung des Graphitaufbaues ist so, daß diese Richtung parallel der Nord-Süd-Achse des Reaktors ist. Folglich quillt der Graphitkern nach Osten, Westen und oben. Die maximale Quellung erfolgt in Reaktormitte im Bereich des größten Neutronenflusses und nimmt nach außen zu ab.

Das Hauptproblem, das die Quellung des Graphits aufgibt, ist, daß in der oberen Hälfte des Reaktors, oberhalb der 38. Schicht, jede folgende Schicht weniger quillt als die darunter liegende. Infolge der Reibung zwischen den Schichten werden die oberen Schichten durch die unteren nach außen getragen, so daß Lücken zwischen den Blöcken entstehen, die eine schädliche Quersickerung von Luft zwischen den Kanälen zulassen.

Die Oberseite des Graphitaufbaues wird durch die abnehmbaren Blöcke der Betonschutzanlage belastet, was dem Entstehen von Lücken zwischen den Graphitblöcken infolge vertikaler Quellung entgegenwirkt. Der Oberteil des Reaktors wird in Ost-West-Richtung durch kräftige Spiralfedern mit $2,2 \text{ t/m}^2$ Druck belastet. Abb. 7 zeigt eine derartige Feder in der Nähe der Reaktorlücke.

Strahlungsschutzanlage

Die biologische Schutzanlage des Reaktors ist so bemessen, daß das Personal bei achtstündiger Arbeitszeit am Reaktor keine größere Strahlungs-dosis als 5 mr erhalten kann. Das ist der 10. Teil des für das Brookhaven-Laboratorium festgesetzten biologischen Höchstwertes.

Allgemeine Beschreibung. Abb. 8 zeigt einen vereinfachten Horizontalschnitt durch Reaktorkern, Seitenkammern

und Strahlungsschutzanlage. Fortschreitend von der Außenseite des Graphitaufbaues besteht die Schutzanlage aus 15 cm dicken Stahlplatten zur Absorption der thermischen Neutronen, 130 cm Limonit-Eisenschrott-Beton von etwa 4 t/m^3 Dichte und einer konstruktiven Zwecken dienenden äußeren Einfassung aus 8 cm dicken Stahlplatten. Die stählerne Neutronenschutzwand wird im Bereich der Lücke im Graphitaufbau, wo der Neutronenfluß höher ist, durch einen 30 cm dicken und 50 cm breiten Stahlstreifen verstärkt. Ost-, West- und Oberseite des Graphitkernes sind durch dichtanliegende Membranen aus 6,4 mm Stahlblech oder 3,2 mm Aluminiumblech bedeckt, um die Ritzen des Graphitaufbaues luftdicht zu verschließen (Abb. 9). Die Bleche dienen auch als Neutronenschutz, jedoch wird ihre Wirksamkeit für diesen Zweck dadurch begrenzt, daß jedes etwa 1400 kreisrunde Öffnungen für die Luftkanäle enthält, was etwa 25 % der Gesamtfläche ausmacht.

Die Schutzanlage wird von einer Anzahl Öffnungen durchdrungen, die für das Laden und Entladen der Spaltstoffkanäle, für Kontroll- und Experimentierzwecke erforderlich sind. Abb. 10 zeigt isometrische Ansicht und Schnitte der Reaktorschutzanlage, wobei der Klarheit halber einige Details weggelassen sind. Abb. 11 zeigt einen Schnitt durch die Schutzwand.

Das Laden und Entladen erfolgt durch das Röhrensystem in der Südwand. Entsprechende Öffnungen kleinerer Abmessungen sind in der Nordwand angeordnet, um notfalls Spaltstoffpatronen von dort aus den Kanälen herausstoßen zu können. Der größte Teil der Experimentieröffnungen befindet sich an der Ost- und Westseite der Schutzanlage. Röhren und Experimentieröffnungen sind zweifach abgestuft und werden mit Pflocken aus Stahl, Schwerbeton und Graphit verschlossen.

Auf der Oberseite des Reaktors ist eine $6,1 \times 6,1 \text{ m}$ große Fläche der Schutzanlage aus abgestuften Blöcken hergestellt, die für Experimentierzwecke herausgenommen werden können. Die Blöcke liegen direkt auf dem Graphitkern auf. Ihre Unter-

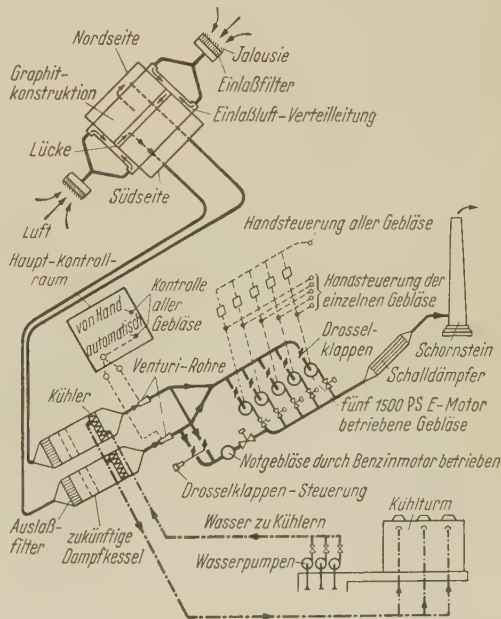


Abb. 14. Schematische Darstellung des primären Kühlsystems.

seite besteht aus I-Trägern und Stahlblechen, die einen Teil des Luftzuführungssystems bilden, wenn die Blöcke an Ort und Stelle liegen.

Während des Reaktorbetriebes muß die Betontemperatur unter 100°C gehalten werden, um Dehydratation des Schwer-

Gebläse. Die Gebläse des primären Kühlsystems und die zugehörigen Rohre, Ventile und Steuerungseinrichtungen sind im Gebläsehaus untergebracht. Abb. 17 zeigt die Anordnung im Längs- und Querschnitt.

Die fünf Hauptgebläse sind Einstufen-Zentrifugal-Kompressoren mit 3580 U/min und einer Kapazität von 2200 m³/min, sie werden durch 1500-PS-2300-V-Induktionsmotore betrieben. Zur Kontrolle des Luftstromes sind die Gebläse mit Einlaßventilen ausgerüstet.

Die Gebläse sind in Zellen aufgestellt, die vom Motorenraum entweder durch 15 cm dicke Betonwände oder 25 mm Stahlblech als biologischer Schutz für das Personal getrennt sind. Unterhaltung und Kontrolle der Gebläse geschieht vom Motorenraum aus. Die Instrumentation der Gebläse gestattet entweder automatische oder Handsteuerung aller Gebläse oder Handsteuerung jedes Gebläses für sich.

Im Falle des Ausfalls der elektrischen Energie springt automatisch ein durch einen Benzinmotor betriebenes Gebläse an.

Schalldämpfer. Der in den Abluftkanal zwischen Gebläsehaus und Schornstein eingebaute Schalldämpfer reduziert die Schallstärke um einen Betrag 40 db. Die Schallstärke in 300 m Entfernung vom Schornstein liegt damit unter 40 db.

Schornstein. Der Schornstein gibt die radioaktive Abluft in einer Höhe von 100 m über dem Gelände ab. Das gestattet eine hinreichende Vermischung mit der atmosphärischen Luft, so daß keine unzulässig hohe Konzentration radioaktiver Luft auf die Erde gelangt.

Unter normalen Betriebsbedingungen gibt der Schornstein einen Zug von wenigstens 0,5 bis 0,8 cm WS. Im Falle eines Gebläseausfalls ist der natürliche Zug der Abluft von 60° C hinreichend, um den Reaktor mit 5 % des normalen Luftstromes zu kühlen.

Sekundäres Kühlluftsystem

Das sekundäre Kühlsystem besteht aus sechs einzelnen Kühlkreisläufen (Abb. 18), die folgendermaßen durchströmt werden: Die Luft tritt durch ein Filter in einen Filterkasten und dann in die einzelnen Einlaßleitungen. Sie fließt durch ein Venturirohr und dann durch eine handgesteuerte Kontroll-Drosselklappe. Am Ende der Einlaßleitung wird die Luft durch eine Windringleitung auf die zu kühlenden Abschnitte verteilt. Nach dem Austritt aus dem zu kühlenden Abschnitt wird die Luft wieder von einer Windringleitung gesammelt und gelangt durch die Auslaßleitung in eine Kammer des Sekundärluftsystems, wo sich die sechs Sekundärluftleitungen zu einer Abluftleitung vereinen. Die Luft fließt durch ein Venturirohr dem Gebläse zu und wird durch den Schornstein abgeblasen. Betriebsbedingungen für normalen und maximalen Fluß sind aus Abb. 18 zu ersehen. Die installierte Motorleistung beträgt 40 PS.

Tiefes Becken und Kanal

Nach Entfernung aus dem Reaktor werden die Spaltstoffpatronen unter Wasser aufbewahrt und gehandhabt. Von der südseitigen Reaktorkammer rutschen die Patronen in ein 4,0 · 4,0 m großes, 6,1 m tiefes Wasserbecken, wo sie so lange aufbewahrt werden, bis ihre Radioaktivität genügend nachgelassen hat, daß ihre Überführung in

den 2,1 bis 2,4 m tiefen Kanal erfolgen kann. Das Wasser ist demineralisiert und zirkuliert beständig durch ein Filtersystem, damit es klar bleibt. Abb. 19 ist eine isometrische Darstellung des Kanalsystems mit Becken.

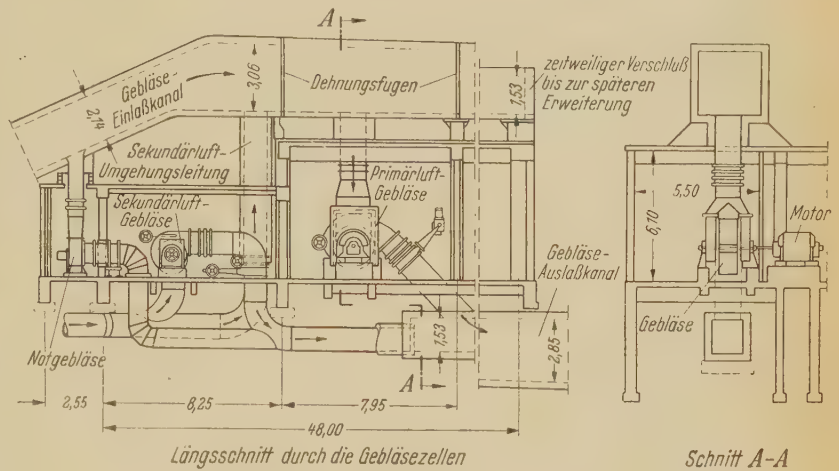


Abb. 17. Schnitte durch das Gebläsehaus.

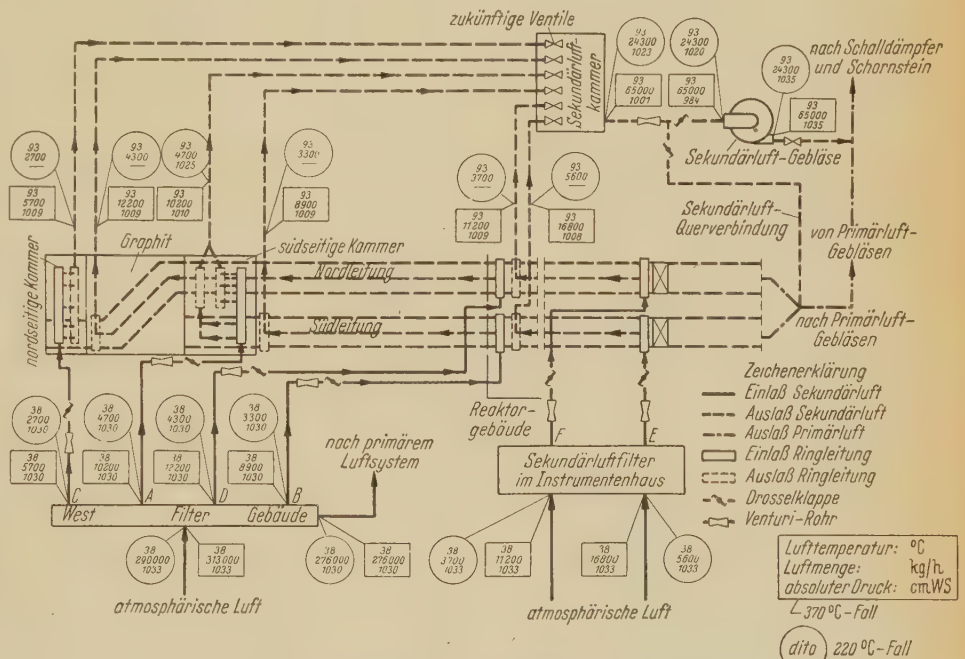


Abb. 18. Strömungsdiagramm des sekundären Kühlsystems.

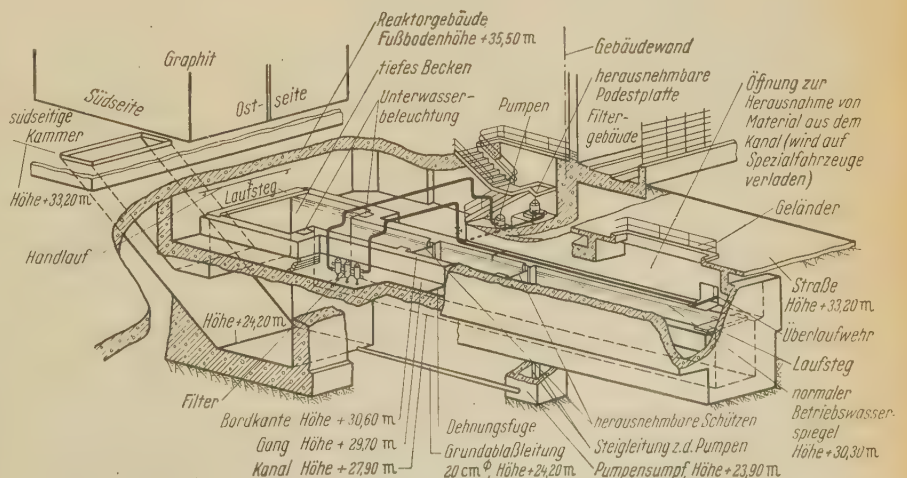


Abb. 19. Kanalsystem und Becken: isometrische Ansicht und Schnitte.

[Nach United States Atomic Energy Commission: Research Reactors, Introduction (S. 1—4) und Kap. 6 (S. 383—442): Graphite - Moderated Reactor, Heterogeneous - Natural Fuel. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York / Toronto / London 1955 4.]

Thomas Jaeger, Rostock.

Literatur

1. R. Stephenson: Introduction to Nuclear Engineering; New York / Toronto / London 1954.
2. W. Mackenthun: Die deutsche Aktivität zur friedlichen Anwendung der Kernenergie, Sonderheft „Architekt und Elektrizität“ von „Der Architekt“ (1955) S. 82.
3. Th. Jaeger: Beton für Strahlungsschutz, Bauplanung und Bau-technik 10 (1956) S. 221.

4. F. Münzinger: Atomkraft, Berichtiger Neudruck, Berlin / Göttingen / Heidelberg 1956.
5. Annual Review of Nuclear Science, Vol. V, Annual Reviews, Stanford, Calif., 1955.
6. Peaceful Uses of Atomic Energy: Proc. Internat. Conference in Geneva, August 1955, Vol. II: Physics, Research Reactors, United Nations, New York 1956.
7. The Geneva Series on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Vol. III: Research Reactors, New York 1956.
8. Progress in Nuclear Energy, Series II, Vol. I: Reactors, London 1956.
9. Peaceful Uses of Atomic Energy: Proc. Internat. Conference in Geneva, August 1955, Vol. III: Power Reactors, United Nations, New York 1956.
10. The Geneva Series on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Vol. II: Power Reactors, New York 1956.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

Stahlbau, Band 1. Ein Handbuch für Studium und Praxis in 3 Bänden. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln. XV, 317 S., Größe 17,5 · 24,5 cm. Köln: Stahlbau-Verlags-GmbH. 1956. Kunststoffeinband 28,50 DM.

Das vorliegende Handbuch setzt die Tradition des bekannten Stahlbau-Kalenders (nach dem Kriege Stahlbau-Handbuch) fort. Die Entwicklung des Stahlbaues in Theorie, Konstruktion, Fertigung und Montage zwang zu einer Teilung in 3 Bände, von denen jetzt der erste erschienen ist. Der erste Band enthält die Grundlagen, der zweite und dritte Band sollen noch in diesem Jahr folgen.

Der erste Abschnitt „Mathematik“ (bearbeitet von Dipl.-Ing. P. Boué, Köln, mit 40 S. Umfang) bringt auf 20 Seiten eine Sammlung vielbenützter Formeln, während ebensoviel den Tabellen der elementaren transzendenten Funktionen gewidmet sind. Weitere Abschnitte sind: „Werkstoffe des Stahlbaus“ (Dr.-Ing. R. Kühnel, Minden, 7 S.) sowie „Spannung und Formänderung“ (Dipl.-Ing. Boué, Köln, 7 S.). Letzterer Abschnitt gibt insbesondere die verschiedenen Formeln zur Beurteilung des Spannungszustandes (Vergleichsspannungen).

Mehr als zwei Drittel des Bandes nimmt die „Baustatik“ (Dr.-Ing. A. Feige, Offenbach, 214 S.) ein. Hier sind in klarer Weise die Grundlagen der Statik zusammengestellt, dazu die für den Stahlbau wichtigen Grundlagen der Festigkeitslehre. Der Beitrag ist reichlich ausgestattet mit Tabellen und Tafeln für wichtige Systeme und Belastungsfälle. Besonders erwähnt seien die Ausführungen über die Torsion, die Statik der Trägerrostbrücken, der orthotropen Platten, der Verbundbauweise und der bodenverankerten Hängebrücken.

Weitere kurze Abschnitte „Stabilitätsuntersuchungen im Stahlbau“ (Dr.-Ing. O. Jungbluth, Darmstadt, 33 S.) und „Einführung in die technische Schwingungslehre“ (Dr.-Ing. E. Born, Köln, 10 S.) beschließen den ersten Band des neuen Stahlbau-Handbuches.

Alle Beiträge enthalten zahlreiche und sorgfältig ausgewählte Literaturzitate, die den Leser auf bequeme Weise zu einer Vertiefung führen. Satz und Druck sowie die Ausstattung des Buches sind vortrefflich.

Man kann dem Erscheinen der beiden weiteren Bände, die dem eigentlichen Stahlbau gewidmet sein werden, nur mit Spannung entgegensehen.

F. Schleicher, Dortmund.

Peilert, F. W.: Die konstruktive Durchbildung von Wehranlagen mit mechanischem Antrieb. 240 S., Gr. DIN A 5, mit 142 Abb. Berlin: VEB Verlag Technik 1955. Ganzleiderin.

In seiner Art und Ausstattung könnte das Buch das sein, was man von einem guten deutschen Fachbuch erwartet. Man kann ermaßen, einen wie wertvollen Beitrag der Verfasser hätte leisten können, wenn ihm die Entwicklung des Stahlwasserbaues außerhalb der DDR in größerem Umfang zur Kenntnis gekommen wäre.

Das Buch gibt die sehr umfangreichen, praktischen Erfahrungen des Verfassers im Stahlwasserbau aus der Zeit vor dem Zusammenbruch wieder. Leider aber fehlt der Anschluß an die weitere Entwicklung in Westdeutschland und darüber hinaus der an die Entwicklung des Auslandes seit 1940 (s. z. B. Literaturverzeichnis). Drei Gebiete werden besonders vermißt: Die Berücksichtigung hydrodynamischer Vorgänge z. B. bei der Kräfteermittlung am Walzenwehr oder bei Schützen mit geneigter Stauwand. Die Weiterentwicklung bei hebbaren Verschlüssen, insbesondere Hakenschützen mit tiefliegenden und raumsparen-

den Antrieben. Schließlich die sehr erheblichen Fortschritte der an der Schwelle befestigten Wehrverschlüsse und ihrer Antriebe, also der Klappen, Sektoren, Dachwehre und Trommelwehre. Solche Darlegungen wären für den Leser wertvoller als die ausführliche Behandlung nicht empfehlenswerter Lösungen aus früheren Wettbewerben (z. B. S. 67—73), trotz der damit verbundenen notwendigen Kritik.

Der Wert des Buches liegt in den genauen konstruktiven Darstellungen, auch wenn sie nicht dem letzten Stand der Technik entsprechen, und vor allem in den beigefügten Berechnungsbeispielen und Tabellen, die in dieser Form der Öffentlichkeit selten zugänglich werden. Solche Unterlagen werden einem Ingenieur, der sich in dieses Gebiet einarbeiten muß, den Weg fühlbar erleichtern.

F. Hartung, München.

Kleinlogel, Prof. Dr.-Ing. A., Darmstadt, und Haselbach, Bauing. A., Darmstadt: Belastungsglieder. Statische und elastische Werte für den einfachen und eingespannten Balken als Element von Stabwerken. 8. vollst. neubearb. und bedeutend erw. Aufl., XII, 263 S., Gr. 17,5 · 24,5 cm, mit 216 Abb., 135 Lastfällen und 70 Zahlentafeln. Berlin: Verlag W. Ernst & Sohn 1956. Geb. 27,50 DM, geh. 24,— DM.

Der Untertitel des Buches läßt erkennen, daß als Belastungsglieder die Einflüsse beliebiger Belastungen auf die statischen und elastischen Werte in einfachen und eingespannten Trägern als den Elementen der Stabwerksberechnungen bezeichnet werden. Ursprünglich als ergänzendes Hilfsbuch zu den bekannten Kleinlogelschen Formelbüchern über Rahmen und Durchlaufträger herausgegeben, ist das Werk jetzt so erweitert und ausgebaut, daß es in ganz allgemeiner Form die Belastungs- und Formänderungshilfswerte des einfachen und eingespannten Trägers mit gerader Stabachse und konstanter Biegesteifigkeit umfaßt und daher als willkommenes Hilfsmittel für die verschiedenen Berechnungsverfahren sowohl nach den Kraftmethoden als auch nach den Deformationsmethoden einschl. der Iterationsverfahren dienen kann.

Die drei Hauptabschnitte behandeln in Teil I eine allgemeine Einführung in die statischen und elastischen Beziehungen am einfachen und eingespannten Balken, in Teil II — dem Hauptabschnitt — gebrauchsfertige Formeln und Zahlentafeln für Last- und Formänderungsgrößen der hauptsächlich vorkommenden Belastungen (135 Lastfälle und 70 Zahlentafeln) und in Teil III allgemeine Ergänzungen und Zahlentafeln, letztere umfassend die von Müller-Breslau eingeführten Omega-Funktionen, erweitert durch die „Omega-Flächenzahlen“ zur Auswertung von Einflußlinien für Rechtecklasten.

R. Barbré, Braunschweig.

Hansen, Obering. Werner, Hamburg: Die Gebäudebeheizung mit Heizöl. Heizölarten, Brennersysteme, Einbau, Wirtschaftlichkeit. IV, 102 S., Gr.-8°, mit 38 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1956. Gzln. 12,— DM.

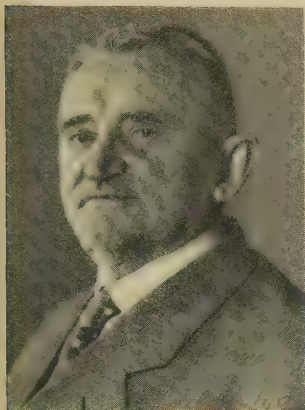
Zweites Wohnungsbaugesetz (Wohnungsbau- und Familienheimgesetz) vom 27. Juni 1956. Textausgabe. 70 S., Gr. DIN A 5. Düsseldorf: Werner-Verlag 1956. Geh. 2,80 DM.

Kunststoff-Berater, für fortschrittliche Gestaltung, für die Praxis von Handel und Handwerk. Eine neue monatlich erscheinende Zeitschrift. 40 S., Gr. DIN A 4, mit mehrfarbigem Umschlag und zahlreichen Abb. Frankfurt/M.: Umschau Verlag 1956. Einzelheft DM 3,—, Abonnementspreis DM 2,80 je Heft. Das erste Heft dieser neuen Zeitschrift erschien im Juli 1956.

Verschiedenes

Hermann Proetel 80 Jahre alt

Am 11. Oktober 1956 vollendete Hermann Proetel, emer. o. Professor für Wasserbau und Grundbau der T.H. Aachen, sein 80. Lebensjahr in bemerkenswerter körperlicher und geistiger Frische. Viele Generationen von Studenten sind in der Zeit zwischen seiner Berufung nach Aachen im Jahre 1922 und seinem letzten Vorlesungssemester 1949 von ihm ausgebildet worden und werden sich seiner an diesem Tage voller Dankbarkeit für die freundliche und verständnisvolle Führung, die er ihnen hat angedeihen lassen, erinnern. Darüber hinaus aber gedenken seiner in herzlicher Hochachtung die vielen Fachkollegen und Männer der Wirtschaft und Verwaltung, die mit ihm in Berührung gekommen sind und dabei stets das Gefühl einer fairen und zuverlässigen Zusammenarbeit gehabt haben.



Sein Lebensweg war von dem Gedanken, fachlich schwierige Probleme gründlich zu lösen, geprägt. Geboren in Langenfeld (Kreis Groß-Sternberg), besuchte er nach dem Abitur am Realgymnasium in Frankfurt a. O. (1896) und seiner Militärzeit als Einjährig-Freiwilliger von 1898 bis 1901 die Techn. Hochschule Berlin, um dann von 1902 bis 1905 sich der Ausbildung als Regierungsbauführer des Wasser- und Straßenbau-faches zu unterziehen. Als Regierungsbaumeister hatte er vor dem ersten Weltkriege die Planung und Ausführung des Fährhafens Saßnitz unter sich und wirkte später als Dezernent der

Wechselstrombauverwaltung beim Nogatabschluß mit. Der erste Weltkrieg, den er als Leutnant mitmachte, riß ihn 1914 zunächst aus seiner beruflichen Tätigkeit, ab 1916 konnte er jedoch bei der Marinebauverwaltung in Kurland an der Wiederherstellung zerstörter Hafeneinrichtungen mitarbeiten.

1919 kehrte er zu der Elbstrombauverwaltung nach Magdeburg zurück, wohin er 1913 gerade versetzt worden war. Hier oblag ihm vor allem die Verbesserung der Schiffsverkehrsverhältnisse bei Magdeburg, insbesondere die Anlagen für den Umgehungs- und den Regulierung der Stromelbe. Nachdem er 1920 zum Regierungs- und Baurat ernannt worden war und sein Buch: „See- und Seehafenbau“ (= Handbibliothek für Bauingenieure, Berlin 1921) erschienen war, erhielt er 1922 als Nachfolger von Geheimrat Hirsch einen Ruf an die T.H. Aachen, der er für 27 Jahre angehörte. In diese Zeit fielen seine Planungsarbeiten für den Aachen-Rheinkanal, den wasserwirtschaftlichen Ausbau der Rur mit der Talsperre Schwammenauel, den Saar-Pfalz-Kanal sowie die Erfindung und Weiterentwicklung der Schwungschleuse. Daneben liefen zahlreiche Gutachten und Entwürfe aus dem gesamten Gebiet des Wasser- und Grundbaues. Er schuf das Institut für Wasserbau und Grundbau, das sich bald durch die Versuche für die Grundlagen- und die Zweckforschung einen guten Namen erwarb. Wegen seiner großen Verdienste um die Techn. Hochschule Aachen haben ihn Rektor und Senat zum Ehrenbürger ernannt.

Nach dem zweiten Weltkrieg stellte Proetel einen neuen Entwurf für den Westlandkanal auf und bereitete unermüdlich einen Forschungsauftrag über die niederländischen Schiffs-fahrtsstraßen und Häfen und ihre Bedeutung für die Wasserstraßen im Lande Nordrhein-Westfalen und für die west-deutsche Wirtschaft, der 1954 abgeschlossen wurde.

Einen Teil seiner vielseitigen Erfahrungen hat Proetel in den Veröffentlichungen niedergelegt, die in verschiedenen Fachzeitschriften erschienen. Besonders erwähnt sei noch sein Buch über die Gestaltung und Herstellungsweise neuerer Unterwassertunnel.

Möge dem Jubilar seine Produktivität als Ingenieur und Wissenschaftler noch lange erhalten bleiben und seine rüstige Gestalt uns immer wieder vor Augen rücken.

Edgar Schultze, Aachen.

Zum 100. Geburtstag von Max Carstanjen

Der deutsche Stahlwasserbau hat in diesen Tagen Anlaß, seines Begründers, Max Carstanjen, zu gedenken, vormals Dr.-Ing. E. h., Geheimer Baurat und langjähriger Leiter des Werkes Gustavsborg der MAN, dessen Geburtstag sich am

9. Oktober zum hundertsten Male jährt. Mit der bahnbrechenden Erfindung des stählernen Walzenwehres hat dieser geniale Forscher und Unternehmer um die Jahrhundertwende den deutschen Großwehrbau begründet und durch sein weiteres Wirken zum heutigen hohen Ansehen des deutschen Stahlwasserbaues wesentlich beigetragen.

Einer alten Kaufmannsfamilie entstammend, kam Max Carstanjen am 9. Oktober 1856 in Duisburg zur Welt. Er besuchte die dortigen Schulen und studierte anschließend in Zürich und Berlin. Nach Ablegung der beiden Staatsbauprüfungen an der damaligen Berliner Bauakademie trat er in den preussischen Staatsbaudienst ein und kam nach mehrjähriger Tätigkeit bei Eisenbahnbauten in Ostpreußen und am Mittelrhein zur Eisenbahndirektion Elberfeld. 1890 betraute man dort den jungen Regierungsbaumeister mit der Durchführung eines Wettbewerbes zur Erlangung von Entwürfen für eine Brücke der neuen Eisenbahnlinie Solingen—Remscheid über das 100 m tief eingeschnittene Tal der Wupper bei Müngsten. Anton Rieppel, seit einigen Jahren technischer Leiter des Nürnberger und Gustavsburger Werkes der späteren MAN, ging mit seinem bekannten gelenklosen Bogen von 170 m Spannweite als Sieger aus diesem Wettbewerb hervor.

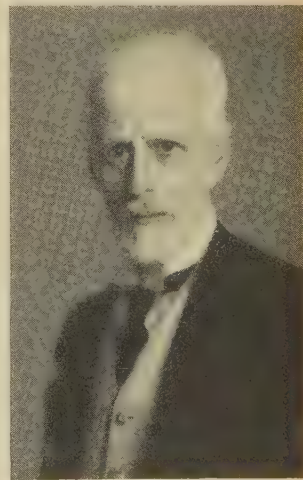
So kam es zur Bekanntschaft Carstanjens mit Rieppel. Sie führte 1895 zum Übertritt in das Nürnberger Werk und damit zu einer entscheidenden Wende in C.s weiterem Leben. Denn schon nach wenigen Jahren betraute ihn Rieppel unter Ernennung zum Direktor mit der Leitung der Gustavsburger Brückenbauabteilung. Von C.s damaligen Arbeiten verdient die geniale Planung und Konstruktion der 13 km langen Schwebebahn Barmen—Elberfeld auch heute noch unsere Bewunderung.

Inzwischen war aber an den bisherigen Brückenbauer Carstanjen überraschend eine völlig neuartige Aufgabe herangetreten, lag sie doch auf dem für ihn und seine Firma bisher fremden Gebiet des Wasserbaues. Das Straßen- und Flußbauamt Schweinfurt plante den Ersatz der dortigen baufälligen festen Wehre im Main, der für seine rasch anschwellenden Hochwässer und starken Eisgänge bekannt ist. Gefordert wurden deswegen bewegliche, jederzeit — auch bei Hochwasser — herausnehmbare eiserne Verschlüsse ohne Zwischenpfeiler im etwa 18 m breiten Fluß und mit gesicherter Eisabführung über oder unter dem Verschuß. Angesichts des unvollkommenen Standes der Strömungslehre und der primitiven Wehrbautechnik jener Zeit sah sich C. vor eine unerhört schwierige und riskante Aufgabe gestellt. Und doch gelang ihm ihre Lösung in ungeahnt vollkommener Weise.

Nach hingebendem Studium der hydraulischen, hydrostatischen und eisenbautechnischen Probleme und zahlreichen als unbefriedigend verworfenen Vorentwürfen kam C. der Gedanke, einen beliebig aus dem Wasser heraus- und in das Wasser hineinwälbaren Verschuß zu schaffen, wie es häufig in primitiver Weise beim Auf- und Abladen von Baumstämmen mittels darumgeschlungener Seile oder Ketten geschieht. Eingehende Studien zeigten die Brauchbarkeit dieses Gedankens für die vorliegende Aufgabe, und das schließliche Ergebnis war die Erfindung des Walzenwehres, die C. am 10. August 1900 zum Patent anmeldete.

Mit dieser genialen Erfindung waren alle geforderten Bedingungen erfüllt und schlagartig das Problem gelöst, die Abführung des Hochwassers, Eises und Geschiebes entscheidend zu verbessern und von den Tücken und Zufälligkeiten des Flusses unabhängig zu machen.

Die nach den Carstanjenschen Plänen ausgeführte Schweinfurter Anlage war 1903 betriebsfertig eingebaut und arbeitet heute noch, nach über 5 Jahrzehnten, so einwandfrei wie je. Inzwischen hat das Walzenwehr in zahllosen Ausführungen und Abmessungen bis zu 30 m Lichtweite und 6,5 m Verschußhöhe einen unaufhaltsamen Siegeszug durch die ganze Welt vollführt und die Bedeutung der Carstanjenschen Erfindung bewiesen.



C. aber blieb beim Walzenwehr nicht stehen. Weitblickend betrieb er angesichts des nach 1900 einsetzenden Ausbaues deutscher und ausländischer Flüsse zu Großwasserstraßen und der Nutzung der Wasserkräfte für den steigenden Energiebedarf eine intensive Fortentwicklung des Eisenwasserbaues durch zahlreiche Konstruktionen von Einfach-, Doppel- und Mehrfachschützen großer und größter Abmessungen.

Zugute kam ihm dabei seine frühzeitige Erkenntnis der fundamentalen Bedeutung des wasserbaulichen Versuchswesens. Sie führte zu einer langjährigen fruchtbaren Zusammenarbeit mit Professor Dr. Alexander Koch von der Techn. Hochschule Darmstadt und mit dessen Mitwirkung zur Errichtung einer eigenen, zunächst bescheidenen Wasserbau-Versuchsanstalt im Gustavsburger Werk. Noch nach dem Tode Kochs übernahm C., schon 67jährig, die planvolle Ordnung und Herausgabe der wissenschaftlichen Hinterlassenschaft Kochs in dem Werke Koch-Carstanjen: Bewegung des Wassers und dabei auftretende Kräfte.

Vielfach geehrt und ausgezeichnet, lange Jahre Mitglied des Vorstandes der MAN und Leiter des Werkes Gustavsburg, war C. bis zu seinem Tode am 2. April 1934, 77½ Jahre alt, unablässig mit neuen Ideen beschäftigt, darunter noch in seinen letzten Lebensjahren mit beachtenswerten Entwürfen für Schiffshebewerke. Möge sein universeller Geist Vorbild sein auch für die Fachwelt der Zukunft, wie er es ist für die Lebenden, denen es vergönnt war, unter und mit ihm zu arbeiten.

H. Roth, Gustavsburg.

O. Graf †

Am 29. April 1956 starb in Stuttgart der emeritierte Professor Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. h. Otto Graf, 14 Tage nach seinem 75. Geburtstag. Mit ihm verliert die Fachwelt einen Fachmann und Forscher, der weit über die Grenzen Deutschlands hinaus bekannt ist. Eine ausführliche Würdigung der Tätigkeit und Leistung von Prof. Graf ist im Bauingenieur 22 (1941) S. 167 ff. zu seinem 60. Geburtstag erschienen; wir können uns deshalb darauf beschränken, noch einen kurzen Blick auf die Tätigkeit des Verstorbenen in den letzten anderthalb Jahrzehnten zu werfen und seine wesentlichen Leistungen in dieser Zeit hervorzuheben.

Noch während des Krieges hat Graf in klarer Erkenntnis der Notwendigkeit, die Ergebnisse der Forschung der Fachwelt näherzubringen, die damalige Bautechnische Auskunftsstelle, zunächst als Unterabteilung seines Forschungsinstitutes, ins Leben gerufen und sie zu einer Institution entwickelt, die heute unter dem Namen „Deutsches Bauzentrum e. V. Köln, Dokumentationsstelle für Bautechnik“, Stuttgart, der Fachwelt ein unentbehrlicher Helfer geworden ist. Die vielen Forschungsaufgaben, mit denen sich G. während des Krieges noch beschäftigte, können im einzelnen nicht dargelegt werden. Sie betrafen hauptsächlich Feststellungen, die mit kriegswichtigen Bauten zusammenhingen, so Arbeiten über den Schalungsdruck, über die Entwicklung des Spannbetons, über die Schweifung von Stahl usw. Sein Rat wurde in dieser Zeit für kriegswichtige Bauten, für den Schiffbau und andere Gebiete besonders gesucht.

Nach der Besetzung des Landes mußte Graf, wie viele, zeitweise aus dem Dienst ausscheiden. Er benutzte diese Ruhepause, um unermüdlich für den Wiederaufbau tätig zu sein. Sein Interesse wandte sich dabei vor allem den Aufgaben zu, die bei der Wiederherstellung der Städte vordringlich wurden, insbesondere der Trümmerverwertung und der Einführung neuer Baustoffe, vor allem des Gasbetons, dessen Entwicklung er sich bereits während des Krieges und noch mehr nach dem Kriege mit besonderer Liebe gewidmet hat.



Nach seiner Wiedereinsetzung hat sich G. in gewohnter Sorgfalt der Ausbildung des Ingenieur Nachwuchses angenommen und auch nach seiner Emeritierung seinen Lehrstuhl bis zum 71. Lebensjahr vertreten. Am Schluß seines arbeitsreichen Lebens konnte G. noch die Freude erleben, von der Fachwelt und seinen Kollegen seine Arbeiten und Leistungen anerkannt zu sehen. Die Technischen Hochschulen Karlsruhe und München haben ihm die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen, vom Verein Deutscher Ingenieure erhielt er das VDI-Ehrenzeichen, der Bundespräsident verlieh ihm das Große Verdienstkreuz des Verdienstordens der Bundesrepublik Deutschland. So hat ein arbeits- und erfolgreiches Leben seine Erfüllung gefunden. Das Wirken Grafs wird noch lange nachhaltig auf die Entwicklung des Bauwesens Einfluß nehmen.

Dr.-Ing. Weil, Stuttgart.

Baudirektor Hermann Wedekind †

Baudirektor Hermann Wedekind ist am 28.7.1956 im 62. Lebensjahr verstorben.

Der Verstorbene trat nach kurzer privater Tätigkeit in den hamburgischen Staatsdienst, wo er zunächst beim Strom- und Hafenbau, anfangs bei Hafenplanungen, später als Leiter der Baggereiabteilung tätig war und 1934 zum Baurat ernannt wurde.

In Hamburgs schwerster Zeit, während des letzten Krieges, hat Wedekind mit großer Umsicht als Leiter der Hafenbauabteilung die lebenswichtigen Hafenanlagen, soweit die Zerstörungen mit den damals verfügbaren Mitteln ausgebessert werden konnten, betriebsfähig gehalten. In Anerkennung dieser Verdienste wurde er im Kriege zum Oberbaurat ernannt. Nach dem Kriege wurde W. zum Tiefbauamt versetzt und 1950 als Baudirektor zum Leiter des neugebildeten Bezirksbauamtes Hamburg-Mitte ernannt. Auf diesem schwierigen und verantwortungsvollen Posten hat er besonders auf dem Sektor des Tiefbauwesens Hervorragendes geleistet.



Neben seiner ausgedehnten Verwaltungstätigkeit ist Wedekind auch in umfangreichem Maße wissenschaftlich-schriftstellerisch tätig gewesen. Seine Artikel, von denen er viele in unserer Zeitschrift „Der Bauingenieur“ veröffentlicht hat, zeugen von seinen umfangreichen Kenntnissen und Erfahrungen, besonders auf dem Gebiet des Wasser- und des Straßenbaues.

Wir alle, die wir ihn gekannt haben, werden ihn daher als einen hervorragenden Menschen und großen Ingenieur in Erinnerung behalten.

Peschges, Hamburg.

Neue Erkenntnisse der Felsbau-Statik

Die Internationale Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik veranstaltete am 16. 6. 1956 in Salzburg ihr VII. Kolloquium, als dessen Leitthema die statischen Aufgaben des Felsbaues unter besonderer Berücksichtigung der Gesteinsanisotropie gewählt worden war. Aus der Tatsache, daß annähernd hundert Fachleute aus Deutschland und Österreich erschienen waren, geht das große Interesse hervor, das der Geomechanik entgegengebracht wird.

In seinen Begrüßungsworten betonte Prof. F. Kahler, Landesgeologe in Klagenfurt, die Notwendigkeit einer engen Zusammenarbeit zwischen Geologen und Bauingenieuren bei Bauaufgaben, erforderlichenfalls unter Zwischenschaltung von Ingenieurgeologen und unter Beiziehung von Fachleuten der Mechanik. Leider macht sich bei der Grundlagen- und Zweckforschung immer wieder der Mangel an finanziellen Mitteln bei der Planung und an Zeit bei der Bauausführung hindernd bemerkbar.

Sodann sprach Prof. L. Föppl, München, über das Thema „Weshalb nimmt die Standfestigkeit kreisförmiger Stollen im Gebirge mit wachsendem Durchmesser ab?“. Es wurde die aus der Praxis bekannte Tatsache mathematisch-mechanisch bewie-

sen, daß die Gefährdung eines Stollens von seinem Durchmesser abhängig ist. Unter der Annahme einer hohen Überlagerung ändern sich Verteilung und Größe der Randspannungen bei einer Querschnittserweiterung nicht. Die Standfestigkeit eines kreisförmigen Stollens im homogenen isotropen Material muß also von einer anderen Größe abhängen, als welche die Formänderungsarbeit am untersuchten Querschnitt nachgewiesen wurde. Diese Feststellung, daß die Bruchgefahr eines Körpers eine Funktion von Spannungen und Größe der möglichen Formänderungsarbeit ist, wurde an Hand von Probewürfeln demonstriert, die unter verschiedenen Verhältnissen — allseitiger Druck und einachsiger Druck mit behinderter und freier Seitendehnung — belastet worden waren.

Aus der anschließenden Diskussion ging hervor, daß der rechnerischen Verwendung der gebachten Erkenntnisse in der Praxis zwar noch Schranken gesetzt sind, daß aber die häufig auftretenden Fälle von Schalenbrüchen, Bergschlägen u. a. m. bereits jetzt rechnerisch behandelt werden können.

Dr.-Ing. E. Tremmel, Tauernkraftwerke Salzburg, hielt ein Referat über „Die Beanspruchung von Druckschichtpanzerungen in anisotropem Gebirge“. Die vom Innendruck in satt in den Felsen einbetonierten Schichtpanzerungen hervorgerufenen Beanspruchungen werden im allgemeinen unter der Annahme isotropen Gebirges bestimmt. Daraus folgt Rotations-symmetrie für die Deformationen des Gebirges und für den Beanspruchungszustand der Panzerrohre. Zur Abschätzung des Einflusses der Gebirgsanisotropie, die im einfachsten Falle etwa durch das Verhältnis der parallel und normal zu einer vorherrschenden Schieferungs- oder Hauptklufttrichtung gemessenen Verformungsmoduln gekennzeichnet sei, müssen zunächst die Verschiebungen der unter hydrostatischem Druck stehenden kreisförmigen Öffnungen in der unendlichen, anisotropen Scheibe ermittelt werden. Diese Verschiebungen sind nicht mehr rotations-symmetrisch; den bei der Annahme eines isotropen Gebirges allein berücksichtigten Normalspannungen überlagern sich nun Biegespannungen, die aber bei geringen Graden der Anisotropie und den üblichen Abmessungen der Panzerrohre (d. h. den Verhältnissen von Wandstärke zum Halbmesser) im allgemeinen vernachlässigbar klein bleiben.

Der Vortrag von Dr. G. Sonntag, München, behandelte „Biegebeanspruchung in Tunnelröhren auf Grund spannungsoptischer Untersuchungen“. Er berichtete über die Untersuchungen eines in Ausführung begriffenen Tunnels in Harburg (Schwaben). Unter vereinfachenden Annahmen wurde die Wirkung untersucht, die ein druckhafter Zerrüttungstreifen bei verschiedener Breite und Neigung innerhalb eines standfesten Nebengesteins auf die Tunnelauskleidung ausübt.

Es ergab sich, daß das Verhältnis der Verformungsmoduln von Beton und Gebirge praktisch keinen Einfluß auf die Beanspruchung der Auskleidung hat. Die Biegespannungen in ihr sind nicht proportional zu ihrem Widerstandsmoment. Eine auch geringe Setzung der Gewölbfundamente ergibt eine erhebliche Zunahme der Beanspruchungen im Gewölbe. Fast keinen Einfluß haben die Größe der Reibung zwischen Auskleidung und Gebirge und eine Abweichung der Druckrichtung bis zu $\pm 30^\circ$ von der Vertikalen.

Anschließend zeigte Dr. Sonntag die von ihm und Prof. Föppl verwendete spannungsoptische Einrichtung.

Der Vortrag von Dipl.-Ing. O. Zerlauth vom Studienkonsortium Bregenzer Ach behandelte den „Einfluß großer Elastizitätsmodul-Unterschiede zwischen Beton und Fels auf die Berechnung einer Staumauer“. Es wurden die Probleme aufgezeigt, die sich bei der statischen Durchrechnung des Hochwacht-Sperren-Projektes ergaben. Trotz weichen Gesteins und ungünstig weiten Talprofils konnte die 100 m hohe Sperre technisch und wirtschaftlich befriedigend entworfen werden. Es wurden zwei Varianten — Schwergewichtsmauer und Gewölbemaier — betrachtet. Es zeigte sich, daß besonders die Bogenmauer vom Verhältnis der E-Moduln von Beton und Fels nur relativ wenig abhängig ist, die genaue E_F -Wert-Bestimmung also nicht von so großer Bedeutung ist. Einen weit größeren Einfluß hat dagegen die Variabilität der E_F -Werte infolge Anisotropie des Gebirges im Talprofil. Weiter zeigte sich, daß der negative Einfluß aus der Weite und der Unsymmetrie der Talsohlen auf die Mauer im allgemeinen durch die vorgenannten Auswirkungen wesentlich vergrößert wird.

Für den erkrankten Dr.-Ing. L. Müller sprach Dipl.-Ing. F. Pacher über „Die Sicherung eines Talsperrenaushubes mit talwärts fallenden Gleitschienen“. Hierbei wurde aufgezeigt, welche Aufgaben die Geomechanik heute zu lösen imstande ist.

Bei der Projektierung der Hochgebirgssperre in der Daberklamm stellte die Sicherung des Baugrubenaushubes bzw. später der Sperrmauer gegenüber abrutschgefährdeten Felsmassen eines der Hauptprobleme dar. Über den geologischen Schichtaufbau an der Sperrenstelle — der Wasserlauf durchschneidet dort eine Serie von kristallinen Schieferungen — lagen bereits Untersuchungen vor. Durch Ausräumen des Hauptfußes haben sich lange, sehr glatte und unter rd. 45° geneigte Rinnen ausgebildet, deren Flächen durch Schichtklüfte und durchstreichende Hauptkluftscharen gebildet werden. Da der linke Sperrenflügel in diese Partien einbinden soll, die Schichtpakete also unterschneidet, ist ihre Sicherung erforderlich geworden. Diese stellte insbesondere wegen der gewaltigen Ausmaße — Unterschneidungen bis zu 80 m, möglicherweise Felsabtrag von 350 000 m³ — eine Aufgabe von bisher nicht aufgetretener Größenordnung dar. Es konnten folgende Sicherungsmaßnahmen vorgeschlagen werden: Im unteren Bereich werden die Schichtpakete durch ein vor die eigentliche Sperrmauer gesetztes Schutzgewölbe aufgefangen. Der weiter oben liegende Bereich wird als durch verankerte Pfeiler und Stütznaggen gesicherte Felstreppe ausgebildet.

Als letzter Vortragender sprach nochmals Dr. Sonntag über „Die Aufnahme von Fundamentkräften in talwärtsfallenden Gleitschichten“. Diese spannungsoptische Untersuchung wurde für eine im Bau befindliche Seilbahn durchgeführt. Das Fundament einer Seilbahnstütze ist durch eine Normalkraft mit verschiedener Exzentrizität beansprucht und ist in einem rd. 30° geneigten Hang gegründet. Zu untersuchen ist die Spannungsverbreitung im umgebenden Gebirge für die verschiedenen Lastfälle, einmal bei Annahme von homogenem Fels, dann für parallel zum Hang geschichteten Fels. Es ließen sich folgende Ergebnisse erkennen: Bei homogenem Fels ist die Hangneigung fast ohne Einfluß, bei dem geschichteten Gebirge tritt eine Aufspaltung der Fundamentkräfte in Normal- und Tangentialkomponenten zur Schichtung auf. In diesem Fall klingt die Beanspruchung des Felsens wesentlich langsamer ab als bei homogenem Untergrund. Die Fundamenttiefe ist nur bei dem Extremmoment von Bedeutung, hier ist bei talseitiger Beanspruchung eine Auflagerung des geschichteten Materials möglich. Für diesen ungünstigsten Fall würde eine zusätzliche Verankerung des Fundamentes erforderlich werden, deren Wirkungsweise ebenfalls spannungsoptisch erforscht werden könnte.

Die vorstehenden Auszüge zeigen, welche wertvolle Arbeit für die Lösung von Problemen des Felsbaues geleistet wurde. Die Vorträge werden als Sonderheft der Zeitschrift „Geologie und Bauwesen“ erscheinen.

Dipl.-Ing. Klaus John, München.

Arbeitsgemeinschaft Stahlleichtträger-Decken

Ende Juli 1956 wurde in Köln unter der Geschäftsführung des Deutschen Stahlbau-Verbandes eine Arbeitsgemeinschaft Stahlleichtträger-Decken der Firmen

J. Gollnow u. Sohn, Karlsruhe,
Kaiser-Decken-GmbH, Frankfurt a. M.,
Stefan Keller KG, München-Solln,
Rheinbau GmbH, Wiesbaden, und
Stahl-Schanz GmbH, Mülheim/M.,

errichtet. Die Arbeitsgemeinschaft hat sich zur Aufgabe gestellt, die technisch-wissenschaftlichen Grundlagen für die Herstellung und Verwendung einschlägiger Decken zu vertiefen sowie die gemeinsamen Interessen der Hersteller gegenüber amtlichen und nichtamtlichen Stellen zu vertreten. Sie will zugleich aufklärend wirken im Interesse einer Bauweise, von der eine Rationalisierung im Bauwesen erwartet werden kann.

Nachtrag

Zu zwei vielbeachteten „Kurzen Technischen Berichten“ sind noch einige bibliographische Angaben nachzutragen:

Der KTB: Gründungen bei Hochbauten, Der Bauingenieur 31 (1956) S. 187, ist bearbeitet nach dem Aufsatz A. W. Skempton: Foundations for High Buildings. Proc. Inst. Civ. Eng. 4 (1955) Part III, No. 2, S. 246; und der KTB: Setzungsmessungen an sechs auf Ton gegründeten Bauwerken, Der Bauingenieur 31 (1956) S. 225, nach A. W. Skempton/R. B. Peck und D. H. MacDonald: Settlement Analyses of Six Structures in Chicago and London. Proc. Inst. Civ. Eng. 4 (1955) Part I, No. 4, S. 525. Man vergleiche im übrigen jeweils die Quellenangaben am Schluß der einzelnen KTB.

Mitteilungen aus der Industrie

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschließl. eines etwaigen Bildes, höchstens 80 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Klemmfix

Faltblatt der Mannesmann Leichtbau GmbH, München. Bestellnummer 025/8 (3370).

In dieser Druckschrift wird dem Interessenten alles Wissenswerte über den neuen Rohrverbinder für 33er Leichtbaurohre gesagt. Der Klemmfix ist so konstruiert, daß auch der Laie hiermit jede gewünschte Rohrkombination zusammenbauen und vorhandene Konstruktionen erweitern oder verkleinern kann.

Rohre + Rahmen = Gerüst

Prospekt der Mannesmann Leichtbau GmbH, München, Kunstdruck, dreifarbig, 8 S., 11 Abb. Bestellnummer 025/10 (3372).

Diese Druckschrift enthält interessante Einzelheiten über das Mannesmann Schnellbau-Gerüst. Mit Hilfe vormontierter Gerüstrahmen, die in Schellen an den Ständen eingehängt werden, läßt sich der Bau von Stahlrohrgerüsten rationalisieren. Die verschiedenen Bauteile werden ausführlich beschrieben und abgebildet. Allen Firmen, die mit Stahlrohrgerüst arbeiten, kann diese Druckschrift empfohlen werden.

Neue Niethammer-Hochleistungsscheinwerfer

Neben den bekannten Scheinwerferten und Flutlichtgeräten für Industrie und Freigelände, unter denen ein hochseefester 250 Watt Niedervolt-Scheinwerfer erwähnenswert ist, stellte die elektrotechnische Fabrik Emil Niethammer, Stuttgart-Vaihingen, auf der Technischen Messe 1956 erstmals zwei neuentwickelte Hochleistungsgeräte 500 und 1000 Watt aus.

Die leistungsstarken Niedervoltgeräte bewirken je nach Verwendungszweck die Aufhellung großer Flächen oder — durch starke Bündelung — gute Lichtwirkung auf größere Entfernungen.

Ein neues Baumaterial aus Kunststoff

Seit einiger Zeit ist durch die Weiterentwicklung der Kunststoffindustrie ein Baustoff zur Verfügung gestellt, dessen Anwendung es ermöglicht, Hallen und Fabrikationsräume in einfachster Weise mit Tageslicht zu versorgen.

Die Anbringung seitlicher Lichtbänder hat nie zu einer befriedigenden Lösung geführt, schon deswegen nicht, weil der Mittelraum nur ungenügend erhellt wurde. Es wurden daher Dachreiter oder Glasoberlichte auf kostspieligen Zargen, die besonderer Unterhaltung bedürfen, zusätzlich eingebaut.

Die AG für Zink-Industrie, vormals Wilhelm Grillo, Duisburg-Hamborn, stellt nach einem kontinuierlichen Verfahren, welches sich schon seit Jahren in Amerika hervorragend bewährt hat, glasfaserverstärkte Kunststoffwellpappen unter der Bezeichnung FILON her, die als Lichtband in Verbindung mit Asbestzement- und Wellblechplatten keiner zusätzlichen Konstruktion bedürfen. Die Wellungen sind denen der Well-Asbest-Zementplatten und der Wellbleche angepaßt und können in jeder beliebigen Länge, bis zu 10 m, hergestellt werden. Durch die Glasfaserarmierung erhalten die Platten bei einer Stärke von nur 1 bis 1,5 mm eine Tragfähigkeit von 290 bis 700 kg/m² nach SPI je nach Wellengröße. Weiter bewirkt die eingelegte Glasfaser in den klar lichtdurchscheinenden Platten eine gute Verteilung des Lichtes bei einer Lichtdurchlässigkeit von 85 bis 90 %. Für besondere Anforderungen wird FILON in verschiedenen Farben hergestellt. Auch ebene Tafeln mit einer geringeren Tragfähigkeit finden Verwendung für Verkleidungen, Füllungen oder dekorative Ausstattungen. Die hervorragende Lichtdurchlässigkeit, die große Tragfähigkeit, die unbedingte Wetterbeständigkeit und die einfache Verarbeitung zeichnen das Material als besonders wirtschaftliches Bauelement aus. Durch das geringe Gewicht (spezifisches Gewicht 1,5 bis 1,6) ist es möglich, leichteste Unterkonstruktionen zu verwenden. Wo in besonderen Fällen eine staubdichte Dachhaut verlangt wird, läßt sich dies durch Einlegen von Spezial-Dichtungstreifen in einfachster Weise ermöglichen. Selbstverständlich kann FILON auch als lotrechte Wandverkleidung verwendet werden. Die Befestigung ist die gleiche wie bei den Dachplatten. Das Material läßt sich sägen, bohren, nageln und kleben, eine Anpassung an gekrümmte Flächen ist ohne Schwierigkeiten möglich. Die Verwendung von FILON als Balkonverkleidung oder Windschutzwand, Überdachung von Freisitzen oder Hauseingängen, Trennwänden und vieles mehr erschließt dem Baustoff den Weg auch zum Wohnungsbau.

Architekt Hugo Hohnen, Duisburg-Hamborn.

Cerinel VK

Der Betonbau stellt immer häufiger die Forderung, die Erstarrungszeit des Betons stark zu verzögern, zur Vermeidung von Setzrisen bei starkbewehrten hohen Betonwänden durch die Möglichkeit, den Beton mehrere Stunden nach seiner Schüttung nochmals zu rütteln, zur Vermeidung von Arbeitsfugen in Baugliedern, die zur gleichmäßigeren Belastung der Lehrgerüste in getrennten Betonierabschnitten hergestellt werden müssen, zur Erzielung mono-

lithischer Bauteile im Massenbeton, für Betondecken auf stählernen Großbehältern zur Aufnahme möglicher Verformungen.

Die Erstarrung des Betons soll oft mehr als einen Tag hinausgezögert werden. Wir haben daher neben unserem Verzögerer „Cerinel V“, der sich seit Jahren bewährt hat, zur Erzielung außerordentlich langer Verzögerungen das Konzentrat „Cerinel VK“ auf den Markt gebracht.

„Cerinel VK“ wird je nach der gewünschten Verzögerung der Erstarrung des Betons zu 0,5 bis 1,5 Gewichts-% zum Zement dosiert. Testversuche mit verschiedenen hohen Dosierungen unter Baustellenverhältnissen sind unumgänglich, da die Verzögerung von der Reaktionsfähigkeit des Zementes und der Zementmenge, aber auch von Betonkonsistenz, Tagstemperaturen und Witterungsverhältnissen abhängt.

„Cerinel VK“ erübrigt die gleichzeitige Verwendung eines Betonverflüssigers und erbringt im Vergleich zu Nullmischungen (Mischungen gleicher Zusammensetzung ohne Zusatzmittel): bei gleichem Wasserzementwert eine stark verbesserte Verarbeitbarkeit und — selbst bei Verzögerung der Erstarrungszeit um 20 bis 30 Stunden — annähernd gleiche Betonfestigkeiten bereits nach wenigen Tagen, bei gleichem Ausbreitmaß des Frischbetons (DIN 1048) durch die ermöglichte Wassereinsparung beachtliche Festigkeitssteigerungen.

„Cerinel VK“ ist bereits für mehrere Großbauten, u. a. Empfangshalle des Hauptbahnhofes Köln, Viadukt Unkelstein bei Remagen, Tanklager Altenrath, mit bestem Erfolg verwendet worden. Für den Spannbeton B 450 mit 350 kg PZ 325 Dyckerhoff-Doppel, Werk Mark I, der Empfangshalle des Hauptbahnhofes in Köln betrug beispielsweise die Verzögerung der Erstarrungszeit des Betons bei etwa 20°C mittlerer Tagstemperatur ungefähr 200—300 %, wenn „Cerinel VK“ zu 0,9 % und 400—500 %, wenn „Cerinel VK“ zu 1,0 Gewichts-% zum Zement zugemessen wurde im Vergleich zu Mischungen ohne Zusatzmittel.

A. Deitermann KG, Chemische Werke Datteln/Westf.

Druckluft-Beton-Förderer als Spritzmaschine

Der für Treibkessel-Nutzhalt von 500, 750 und 1000 l gebaute Druckluft-Beton-Förderer von Friedrich Wilh. Schwing G.m.b.H., Wanne-Eickel, mit dem sich Weichbeton wirtschaftlich bis zu 340 m weit oder 60 m hoch durch Rohrleitungen befördern läßt, kann durch eine an den Treibkessel-Abgaskrümmen oder an die Rohrleitung angeschlossene und bis zu 30 m lange Schlauchleitung von 2" 1. W. auch Beton mit einem Größtkorn von 25 mm (bei einem Anteil von max. 10 % für 15- bis 25-mm-Korn) auf Flächen verteilen und in dicht bewehrte Schalungen einbringen. Er ist außerdem als Druckluft-Beton-Spritzmaschine geeignet. Der Beton oder Mörtel wird dabei mit einer am Schlauchende angebrachten Spritzdüse, der zusätzlich Druckluft zugeführt wird, aufgespritzt. Es können damit sowohl schwache Putzschichten als auch bis zu 10 cm dicke Auftragungen gespritzt werden. Die Austrittsgeschwindigkeit des Betons aus der Spritzdüse läßt sich durch die in die Spritzdüse mit der angeschlossenen Zusatzluft-Schlauchleitung eingelebte Druckluft regeln. Die Regelbarkeit der Spritzgeschwindigkeit ermöglicht u. a. auch das Ausfüllen schlecht zugänglicher Hohlräume, z. B. beim Stollen- und Tunnelbau, bzw. das Einbringen des Betons in diese mit regelbarem Druck. Hervorzuheben ist besonders, daß bei diesem Beton-Spritzverfahren fertig angemachter Beton oder Mörtel — d. h. solcher mit Wasser — gespritzt wird. Bei den bisher üblichen Beton-Spritzverfahren mit sogenannten Tektoren wird nämlich ein trockenes, d. h. ohne Wasserbeigabe gemischtes Materialgemenge in erdfeuchtem bis trockenem Zustand mit Druckluft durch Schläuche befördert. Der Wasserzusatz erfolgt dabei mit einem besonderen Wasserschlauch erst im Wasserring des Düsenmischkörpers der Spritzdüse. Bei dem Schwing-Beton-Spritzverfahren sind mithin auch keine besonderen Vorrichtungen zum Trocknen nasser Materialien bzw. Zuschlagstoffe erforderlich (Abb. 1).

Die Schwing-Druckluft-Beton-Förderanlage vereinigt in sehr einfacher Weise in einem Gerät ein Druckluft-Beton-Fördergerät und ein neuartiges, nämlich für fertig angemachten Beton geeignetes Druckluft-Beton-Spritzgerät.

Dipl.-Ing. Erich Rathsmann, München.



Abb. 1. Aufspritzen von Beton mit der Spritzdüse des Schwing-Druckluft-Beton-Förderers (mittels Zusatzluft).

CARL BRANDT

KÖLN

HOCHBAU

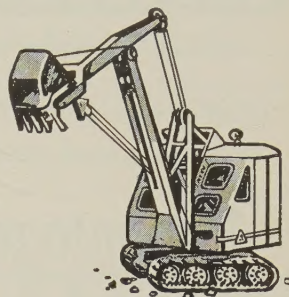
TIEFBAU

SPANNBETON

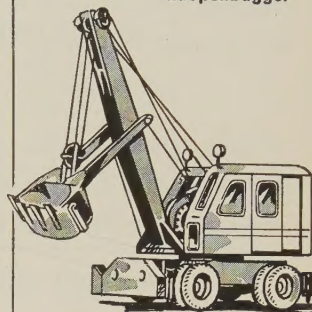
BAMBERG
BREMEN
DÜSSELDORF
ESSEN
MANNHEIM
SAARBRÜCKEN
SCHWARZENBACH / SAALE
WOLFENBÜTTEL

Im Dienste der Bau- wirtschaft

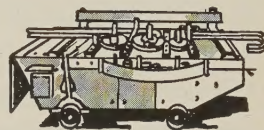
steht die Arbeit unserer
Fabriken und Verkaufs-
stellen. Unser vielseitiges
Lieferprogramm umfaßt
u. a. auch Baumaschinen
und Baugeräte, die nach
zahlreichen Kundengut-
achten schneller, besser
u. rentabler bauen helfen



Universal-
Raupenbagger



Universal-Mobilbagger



Betonstahl-Biegemaschine

Wer von
QUALITÄTSBETON

spricht, denkt an:

PLASTIMENT

G M B H

KARLSRUHE
POSTF. 200 TEL. 26823

Betonzusatzmittel

Cerinol VK

zur Verzögerung der Erstarrungszeit des Betons mit
allen Eigenschaften eines guten Verflüssigers löst
technisch und wirtschaftlich überlegen Ihre arbeits-
technischen Probleme beim Betonieren in der warmen
Jahreszeit.

Wir beraten Sie gern!

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTLEN

Fernruf Sa.-Nr. 21 87

DOLBERG-GLASER & PFLAUM

G M B H

INDUSTRIE- UND FELDBAHNEN · BAUMASCHINEN UND BAUGERÄTE

ESSEN

Ostfeldstraße 7 · Fernruf 213 61

Niederlassungen in

BERLIN-CHARLOTTENBURG

Mommensenstraße 34 · Fernruf 97 67 91

BREMEN

Neuenlander Straße 35
Fernruf 55070 und 55090

DORTMUND

Hoher Wall 5-7 · Fernruf 3 40 53/54

ESSEN

Ostfeldstraße 7 · Fernruf 213 61

FRANKFURT (MAIN)

Stiftstraße 30 · Fernruf 9 06 26

HAMBURG 11

Alter Wall 32 · Fernruf 36 23 71-75

HANNOVER

Friedrichswall 15 · Fernruf 2 70 21

KÖLN 5

Hansaring 123 · Fernruf 7 51 57/58

MANNHEIM, L. 13. 9.

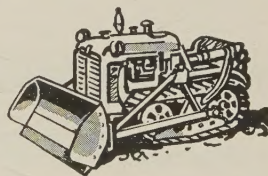
Fernruf 4 28 66 und 5 23 38

MÜNCHEN

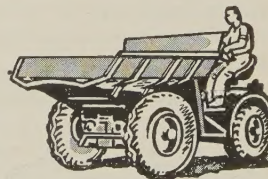
Zielstattstr. 67-69 · Fernruf 7 82 65/66

STUTTGART

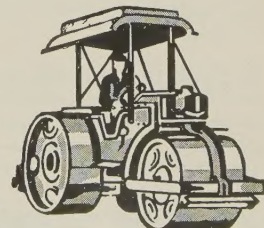
Im Kaisemer 5 · Fernruf 9 57 36-38



Planierraupe



Autoschütter



Walze

STELLENANGEBOTE

Große westdeutsche Maschinenfabrik und Stahlbau-Anstalt sucht einen tatkräftigen und erfahrenen

1. Montage-Ingenieur

(TH od. HTL) als Stellvertreter des leitenden Oberingenieurs der Montage-Abteilung (etwa 1000 Mann) mit Aussicht auf spätere Nachfolge.

Arbeitsgebiet: Montage von Hoch-, Brücken- und Behälterbauten, Chemiebauten und großer maschineller Anlagen im In- und Ausland.

Herren, die glauben über die entsprechende Praxis und das notwendige Organisationstalent zu verfügen, werden gebeten, ihre Bewerbungen mit handschriftl. Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Referenzen und Gehaltsansprüchen einzureichen unter „Der Bauingenieur 255“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietsch- ufer 20.

Die Stelle

des Leiters der Hessischen Landesprüfstelle

für Baustatik in Darmstadt (Besoldungsgruppe A 2 c 2 RBO mit Aufstiegsmöglichkeit nach A 2 c 1) ist zum 1. 1. 1957 neu zu besetzen. Die Hessische Landesprüfstelle für Baustatik hat die Aufgabe, schwierige statische Berechnungen zu prüfen und die Bauaufsichtsbehörden zu beraten. Sie verfügt über 6 Prüferstellen der Vergütungsgruppe TO.A III und über 2 weitere Angestelltenstellen.

Verlangt werden Diplom-Hauptprüfung der Fachrichtung Bauingenieurwesen an einer Techn. Hochschule und neben Kenntnissen der Bauverwaltung überdurchschnittliche Kenntnisse und Erfahrungen auf dem Gebiete der Baustatik und des konstruktiven Ingenieurbauwesens. Bei sonst gleichen Voraussetzungen werden Bewerber, die das Zweite Staatsexamen abgelegt haben, bevorzugt.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Nachweisen über die seitherige Tätigkeit, Referenzen und Angabe des frühesten Eintrittstermin sind bis **31. 10. 1956 an den Hessischen Minister des Innern — Abteilung I —**, Wiesbaden, Luisenstr. 13, einzureichen.

Führende Stahlbauanstalt in Nordrhein-Westfalen sucht zum baldigen Eintritt

Stahlbauingenieure

TH oder HTL, mit guten statischen Kenntnissen und konstruktiven Erfahrungen auf dem Gebiete des Stahlwasserbaues. Es wollen sich auch jüngere Herren melden, die noch keine Erfahrungen aufweisen, aber Lust und Neigung haben, sich in dieses interessante Spezialgebiet einzuarbeiten.

Kenntnis wenigstens einer Fremdsprache erwünscht, da evtl. Auslandstätigkeit in Betracht kommt.

Ausführliche Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften und Angabe von Gehaltsansprüchen erbeten unter **OS 1199** an WERBEG, Werbe- u. Anzeigengesellschaft, Dortmund, Westenhellweg 47.



SIEMENS

Für unsere Dampfkraftabteilung suchen wir

Hochbau-Ingenieure und Architekten

(Diplom-Ingenieure und Absolventen von Ingenieurschulen) mit guten zeichnerischen Fähigkeiten

sowie **erfahrene Veranschlagter**

für die Aufstellung von Ausschreibungen für Bauarbeiten des Hoch- und Tiefbaues und für die Kalkulation.

Ausführliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild sind zu richten an

SIEMENS-SCHUCKERTWERKE AKTIENGESellschaft
Personalabteilung Erlangen, Werner von Siemensstr. 50

Bau- und Maschineningenieur

mit sehr guten technischen und Materialkenntnissen über große Erdbewegungsmaschinen jeder Art für den

Ersatzteilverkauf

im Außendienst gesucht. Englische Sprachkenntnisse erwünscht. In Betracht kommt der norddeutsche Raum. Fixum, Wagenzuschuß und Provision.

Ausführliche Bewerbungen sind zu richten unter „Der Bauingenieur 238“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietsch- ufer 20.

Süddeutsche Maschinenfabrik

sucht für ihre Abteilung

K R A N B A U

erstklassige Konstrukteure

für Maschinenbau und Stahlbau

ferner

jüngere Ingenieure auf diesem Gebiet

zum frühestmöglichen Eintritt.

Ausführliche Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Gehaltsansprüchen und Angabe des Eintrittstermines erbeten unter „Der Bauingenieur 245“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 30, Reichpietschufer 20.

An der Baustoffprüfungsanstalt der Freien Hansestadt Bremen ist zum 1. 3. 1957 die Stelle des

fachlichen Leiters

zu besetzen.

Bezüge nach Verg.Gr. III TO.A bzw. — bei späterer Übernahme in das Beamtenverhältnis — nach Bes.Gr. A 13 (früher A 2 c 2 RBO). Stellung ist entwicklungsfähig.

Es können nur akademisch vorgebildete Bewerber berücksichtigt werden, die Erfahrungen im Bauwesen und auf den Gebieten der Materialprüfung nicht-metallischer Baustoffe für Hoch- und Ingenieurbau besitzen und die fähig sind, nach bestehenden Vorschriften oder aus vergleichenden Versuchen chemischer und physikalischer Art Berichte und Gutachten zu fertigen.

Der fachliche Leiter ist auch für betriebliche und verwaltungstechnische Aufgaben zuständig.

Die Baustoffprüfungsanstalt besitzt ein chemisches Laboratorium und ein Laboratorium für Lacke, Farben und Untersuchungen von Schwarzmassen.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Tätigkeitsnachweisen, Lichtbild und Referenzen sind bis zum 25. 10. 1956 an die

Senatskommission für das Personalwesen,
Bremen, Domshof 26,

zu richten.

Tiefbauingenieure

mit Erfahrung in Entwurfsbearbeitung und Bauleitung für größere Straßenneubauten bei den Straßenbauämtern Lübeck, Eutin, Itzehoe, Heide, Rendsburg und Flensburg

gesucht.

Vergütung nach Tarifordnung A.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Abschußzeugnis einer höheren technischen Lehranstalt und beglaubigte Zeugnisabschriften sind zu richten an:

Minister für Wirtschaft und Verkehr
des Landes Schleswig-Holstein

— Allgemeine Abteilung —

Kiel, Düsterbrookweg 94—100

Wir suchen für unser Werk Pratteln bei Basel

2 tüchtige Stahlbau-Konstrukteure

an selbständigen Arbeiten gewöhnt, für die Erstellung von Projekt- und Werkstattplänen. Interessante, abwechslungsreiche, gut honorierte Arbeit.

Offerten sind erbeten an die Direktion der Buss A. G. Basel 2.

STELLENGESUCHE

Bauingenieur (Dipl. Ing.)

Mittelfünziger, sucht neuen angemessenen Wirkungsbereich, auch Ausland, engl. u. franz. Sprachkenntnisse.

Unter „Auch Industriebetrieb 7401“ Kontaktwerbung, Wien I., Strobelgasse 1.

Bauingenieur (Dipl.-Ing.)

z. Z. Niederlassungsleiter einer größeren Baufirma in Württemberg, 34 Jahre, sucht sich aus persönlichen Gründen in gleiche oder ähnliche Position zu verändern. Geboten wird: firm in Kalkulation, Bauleitung und Verhandlung. Angebote erbeten unter NX 19 681 an CARL GABLER WERBEGESELLSCHAFT MBH, Stuttgart, Königstr. 62.

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlspondwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“ und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Rastatt 2177

Für Langholz-Lagerung und -Sortierung wird

ein fahrbarer Schienen-Drehkran

mit 12—18 m Hubhöhe, einer Mindestausladung von 12 m und einer Tragkraft von 2 t bei einer Ausladung von 12 m in gebrauchtem, besterhaltenem Zustand gesucht. Übernahme mit etwa 100 m langer Schienenbahn und vollständiger elektr. Ausrüstung erwünscht.

Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur 234“ an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Erfindung: REGENSCHUTZ

zum Patent angemeldet

Sie können bei jedem Regenwetter am Bau vollkommen unbehindert weiter arbeiten. Mein Verfahren gebe ich gegen DM 50,— an Baufirmen usw. mit Berechtigung der Anwendung ab.

Hans Heins • Hamburg 20 • Loogestieg 6

Bautenschutz
durch

PROLAPIN

dichtet Mörtel u. Beton

PROLAN

Betonverflüssiger

FLUATOL

Schulungsmittel

OSITEX

hellfarb. Schutzanstrich

ORKIT

schwarzer Schutzanstrich

LITHURIN

dichtet Fassaden farblos

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG - WANDSBEK

35 Jahre

TORKRET
G M B H

Maschinen und Geräte für die Bau-Industrie

TORKRET-Betonspritzmaschinen
TORKRET-Druckluft-Betonförderer
TORKRET-Betonpumpen
TORKRET-Injektoren

ESSEN, Zweigertstr. 36-38

Industrie-Haus Ruf: 79 09 09
Drahtwort: TORKRETBau
FS: 0857 700 bamag essen
(Bitte zusetzen: für TORKRET)

TORKRET-Spezial-Baubetriebe

Essen	Berlin NW 87	München 9	Reichenhall	Stuttgart 13
Zweigertstr. 36-38	Reuchlinstr. 10-17	St. Martin-	Nikolaiweg 1	Altbuchweg 4
Industrie-Haus	Ruf: 39 28 58	straße 76	Ruf: 25 74	Ruf: 4 49 25
Ruf: 79 09 09		Ruf: 44 39 61		

LORENZ
Beton-Bohrpfahl


bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen

LORENZ & CO.
ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H.
BERLIN · WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G.M.B.H.
ISERLOHN
BREMERHAVEN

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H.
LÜBECK · HAMBURG · KIEL

Worauf es ankommt
immer nur auf

*Leistung
Qualität
günstige Preise*
MICHIGAN
Schürflader

ALLEINVERTRETUNG FÜR DAS BUNDES GEBIET
Charles Keller · Baumaschinen GmbH.
DUSSELDORF

Kirchfeldstraße 114 · Telefon 1 03 38
Fernschreiber 0858/1870